EDITURA DIDACTICĂ ȘI PEDAGOGICĂ
BUCUREȘTI – 1973

Lei 16,70

FUNDAȚII

PĂUNESCU MARIN
HAIDA VIRGIL
GRUIA AGNETA

PĂUNESCU MARIN

HAIDA VIRGIL

GRUIA AGNETA

FUNDAȚII

MINISTERUL EDUCAȚIEI ȘI ÎNVĂȚĂMÎNTULUI

Prof. dr. ing. PĂUNESCU MARIN
Șef de lucr. ing. HAIDA VIRGIL, Asist. ing. GRUIA AGNETA

FUNDAȚII

CURS PENTRU SUBINGINERI



EDITURA DIDACTICĂ ȘI PEDAGOGICĂ, BUCUREȘTI

Redactor : ing. I. DUMITRESCU
Tehnoredactor : T. BĂLĂIȚĂ
Coperta : V. WEGMAN

PREFAȚĂ

O caracteristică a epocii actuale o constituie pătrunderea explozivă a științei în tehnică și a tehnicii în producție. Ca urmare a acestui fapt, inginerul de astăzi trebuie să fie un bun cunoscător al problemelor științei, dar în același timp și un perfect cunoscător al proceselor tehnice, al tehnologiilor de execuție, organizare și conducere a producției.

O asemenea pregătire, pe de o parte, largă, iar pe de altă parte, profundă, nu se poate realiza la un singur tip de specialități. De aceea este deosebit de oportună hotărîrea conducerii de partid și de stat de a se crea două tipuri de specialiști în domeniul tehnic : ingineri și subingineri.

În elaborarea lucrării s-a pornit de la considerentul că diferența dintre cele două tipuri de specialiști este nu numai pe verticală, ci și pe orizontală : inginerul are cunoștințe teoretice mai profunde din diferite domenii ale științelor naturii, este un bun și abil experimentator, este deci un creator la care munca de concepție este primordială ; subinginerul trebuie să aibă un fond de bază al cunoștințelor din domeniul său de activitate, dar, în special, profunde cunoștințe tehnologice, de organizare și de execuție a lucrărilor.

În domeniul construcțiilor, ca și în alte domenii de altfel, prezența subinginerilor pe șantierele de construcții se impune ca o necesitate de prim ordin. Acestei categorii de cadre tehnice cu pregătire superioară îi revine sarcina de a urmări și conduce nemijlocit lucrările de execuție a construcțiilor, constituind pîrghia de legătură dintre inginerii și maiștrii constructori.

Pentru a putea îndeplini cu succes aceste sarcini, procesul de pregătire profesională a subinginerilor constructori trebuie să asigure în special, cunoașterea cît mai profundă a tehnologiilor de execuție a lucrărilor de șantier, a lucrărilor de organizare a șantierului, a folosirii în mod rațional și eficient a diverselor utilaje și materiale de construcții.

În acest scop s-a întocmit și prezenta lucrare, care reprezintă cursul de fundații ce se predă studenților de la cursurile de subingineri ai facultăților de construcții.

Lucrarea este împărțită în 17 capitole într-o ordonare și sistematizare care să permită o mai ușoară asimilare a materialului de către studenți.

În capitolele 1—6 sînt redate noțiuni sumare din domeniul geotehnicii și mecanicii pămînturilor necesare cunoașterii pămîntului atît ca suport al fundațiilor cît și ca material de construcții, precum și metodele de determinare a caracteristicilor fizice și mecanice ale pămînturilor.

Determinarea capacității portante a terenurilor de fundație și unele procedee de îmbunătățire a pămîntului în scopul ridicării capacității lui portante, sînt tratate în capitolele 7 și 8.

În capitolul 9 se prezintă pe scurt unele metode de calcul a împingerii pămîntului, iar în capitolul 10 unele probleme privind asigurarea stabilității terasamentelor prin intermediul taluzurilor și zidurilor de sprijin.

Capitolele 11—16 cuprind tipurile de fundații, metodele de execuție a lucrărilor de fundații, precum și sumare noțiuni de proiectare și dimensionare a fundațiilor directe sub ziduri și stîlpi.

În ultimul capitol (cap. 17) se prezintă unele metode generale de consolidare a fundațiilor existente.

Cursul poate fi folosit în afara studenților subingineri și de subinginerii constructori din producție, fiind prima apariție a unei lucrări de acest fel.

AUTORII

CUPRINS

1. GENERALITĂȚI

1.1. SCURT ISTORIC

Orice construcție, indiferent de natura ei, predă sarcinile terenului de fundație pe care se reazemă prin intermediul fundațiilor. Prin teren de fundație se înțelege scoarța superioară a pămîntului pe adîncimea căreia se resimte influența construcției așezate pe ea.

Pentru materialele din care se fac elementele unei construcții au fost stabilite (în cadrul mecanicii construcțiilor) metode de calcul corespunzătoare, asigurîndu-se prin aceasta proiectarea și executarea construcțiilor în condiții de stabilitate și economie optimă.

În privința problemelor legate de terenul de fundație mecanica construcțiilor a arătat o evidentă rămînere în urmă. Aceasta s-a datorat în mare măsură caracterului complex și neomogen pe care-l are terenul și care face ca o serie de legi ale mecanicii construcțiilor, aplicabile pentru diverse materiale de construcție, să nu fie valabile și pentru pămînt. De exemplu, legea lui Hooke este valabilă numai în cazul maselor continue ; în cazul maselor discontinue, terenuri afînate, legea lui Hooke nu mai este aplicabilă.

Înainte de apariția mecanicii pămînturilor, proiectarea, respectiv dimensionarea elementelor de fundație, s-a făcut prin metoda analogiilor, fără a introduce în calcul caracteristicile fizice și mecanice ale pămîntului folosit ca teren de fundație. Evident că o astfel de metodă, în unele cazuri, a dus la o supradimensionare a fundațiilor, deci la o soluție neeconomică, iar în alte cazuri la o subdimensionare soldată cu compromiterea stabilității construcției respective.

Comportarea pămîntului, privită din punctul de vedere al constructorului, a constituit din timpuri străvechi preocuparea celor ce au avut de executat lucrări de construcții.

Cu 1000 de ani înaintea erei noastre, la lucrările de irigații din China antică, Babilon și Egipt se executau diguri și canale din pămînt și construcții monumentale care necesitau temeinice cunoștințe referitoare la modul de comportare a pămîntului ca material de construcție sau suport al fundațiilor.

Realizarea unor construcții inginerești importante din Roma antică și de pe teritoriul întins al Imperiului roman, în special al apeductelor, făceau necesară executarea unor fundații capabile să suporte sarcini mari.

Numeroase construcții grele din piatră realizate în Evul Mediu, dintre care multe au înfruntat timpul pînă în zilele noastre sînt dovadă a faptului că, prin mijloacele ce stăteau la îndemîna constructorilor din acele vremuri, s-au putut realiza lucrări îndrăznețe și uneori durabile folosindu-se numai experiența și intuiția celor ce atacau asemenea probleme.

Analiza greșelilor inevitabile precum și cercetarea cazurilor de deformare și cedare a fundațiilor a constituit în trecut singura sursă de acumulare a experienței.

Prima lucrare care a tratat pe baze științifice o problemă de mecanică a pămînturilor, și anume determinarea împingerii pămîntului asupra unui zid de sprijin, a apărut în 1773 și a aparținut fizicianului C o u l o m b. Această problemă a împingerii pămîntului a fost întregită și dezvoltată în a doua jumătate a secolului trecut de către R a n k i n e, C u l m a n n și alții.

O știință însă care să țină seama de caracteristicile terenului foarte variate, să le cunoască și să le aplice a apărut abia în ultimii 45 ani, știință care poartă numele de *Geotehnica și mecanica pămînturilor*, ale cărei baze au fost puse de prof. K. T e r z a g h i.

Pentru dezvoltarea mecanicii pămînturilor o importanță mare a avut-o lucrarea lui G e r s e v a n o v *Bazele dinamicii maselor de pămînt*. Contribuții importante au adus și alți cercetători și profesori de valoare, cum ar fi T î t o v i c i, A b e l e v, D e n i s o v, F l o r i n și alții.

În țara noastră, primele studii referitoare la proprietățile fizico-mecanice ale pămînturilor făcute pentru fundații și conduse după principii științifice s-au efectuat cu ocazia cercetării condițiilor de fundare pentru Palatul administrativ C.F.R. din București (1936).

Deoarece la acea dată lipseau specialiști în domeniu și nu se dispunea de un laborator dotat pentru cercetarea proprietăților pămîntului s-a recurs la consultarea unor specialiști străini, probele de pămînt extrase din sondaje fiind trimise pentru analiză la Viena.

În 1939 s-a înființat primul laborator geotehnic, inginerii și tehnicienii fiind trimiși în străinătate pentru specializare.

În anul 1950 s-a constituit pe lîngă institutul de mecanică aplicată al Academiei un colectiv de geotehnicieni, care sub îndrumarea academicianului P r o f i r i, a cercetat o serie de probleme ridicate de mecanica pămînturilor.

În ultimul timp *mecanica pămînturilor* s-a impus și se impune tot mai mult ca știință. Manifestările internaționale de natura congreselor sau conferințelor constituie dovada avîntului și totodată a atenției ce i se acordă acestei științe.

1.2. PĂMÎNTUL. PRIVIRE GENERALĂ

Terenul de fundație este format din roci. Pentru cercetarea calităților fizico-mecanice ale rocilor și a comportării lor sub sarcini este necesar să se cunoască, în primul rînd, geneza acestor roci, compoziția lor chimico-mineralogică și procesele lor de transformare, însușiri legate de modul de formare a planetei Pămînt, de proprietățile sale fizice precum și de compoziția și structura sa. Totodată este necesară cunoașterea condițiilor echilibrului tectonic în care se găsește formația respectivă și a modului în care acest echilibru este influențat prin executarea construcției. De aceea, se impune o colaborare strînsă între geotehnicieni, geologi, ingineri proiectanți și executanți ai lucrărilor de construcții.

1.2.1. UNELE ÎNSUȘIRI FIZICE ALE PĂMÎNTULUI

Formă și dimensiuni. Forma Pămîntului, considerat ca suprafață de echilibru hidrostatic (suprafața liniștită a mărilor și oceanelor prelungită pe sub continente) poartă numele de geoid. Forma geometrică regulată cea mai apropiată de geoid este elipsoidul de referință. Dimensiunile, omologate de Comisia Internațională de Emisferide Astronomice, sînt :

— raza ecuatorială . . . . 6 378,4 km ;
— raza polară . . . . 6 356,9 km ;
— circumferința ecuatorială . . . . . 40 076,6 km ;
— cercul meridian . . . . 40 009,1 km ;
— suprafața totală . . . . . . 510 100 934 km² ;
— volumul . . . . 1 083 miliarde km³.

Densitatea medie a Pămîntului este 5,527 g/cm³ variind între 2,7—2,8 g/cm³ la suprafață și progresiv pînă la 11 g/cm³ în nucleul central.

Gravitația este forța de atracție a corpurilor spre centrul Pămîntului, forță proporțională cu masa lor.

Presiunea în interiorul Pămîntului crește în mod progresiv de la suprafață spre centru. În masa Pămîntului se exercită o presiune litostatică, orientată pe verticală și rezultată din însumarea pe unitatea de suprafață a greutății rocilor acoperitoare ; se precizează că densitatea rocilor crește, în general, cu adîncimea. Se exprimă în daN/cm².

În scoarța terestră se dezvoltă și presiuni orientate : presiuni tangențiale care dau forțele orogenetice (de încrețire a scoarței) și presiunea minieră, exercitată pe pereții unor excavații în scoarță (puțuri, galerii, canale, tuneluri).

Geomagnetismul este un cîmp magnetic orientat, ale cărui elemente : intensitatea, declinația magnetică și înclinația magnetică definesc coordonatele magnetice ale Pămîntului, diferite de coordonatele geografice.

Căldura Pămîntului provine din interiorul său și de la soare. Există o suprafață cu o temperatură constantă egală cu temperatura medie anuală a localității, la care se adaugă 1,5 °C ; deasupra acestei suprafețe tempera-

tura variază, în general, cu unghiul și durata insolației, iar sub această suprafață temperatura crește progresiv cu cîte un grad la fiecare 30—40 m adîncime (treaptă geotermică).

Cunoașterea acestei caracteristici este necesară la instalarea conductelor și a canalelor pentru apă, pentru termoficare, la amplasarea magaziilor pentru alimente, pentru explozivi, la construcția fundațiilor, la proiectarea, executarea și exploatarea tunelelor.

1.2.2. COMPOZIȚIA ȘI STRUCTURA SCOARȚEI TERESTRE

Din analizele chimice efectuate pe diferite roci din zonele accesibile ale scoarței, rezultă că, din toate cele peste 100 de elemente cunoscute, un număr de 14 reprezintă 99,50% din masa scoarței terestre, iar restul elementelor reprezintă numai 0,50% ;

Oxigen	46,60% ;	Magneziu	2,0 % ;
Siliciu	27,72% ;	Titan	0,40% ;
Aluminiu	8,13% ;	Hidrogen	0,14% ;
Fier	5,0 % ;	Fosfor	0,11% ;
Calciu	3,63% ;	Mangan	0,10% ;
Natriu	2,83% ;	Fluor	0,07% ;
Potasiu	2,59% ;	Sulf	0,05% .

Elementele din scoarța terestră se află foarte rar în stare nativă, adică necombinate, de regulă ele formează combinații foarte variate cristalizate sau amorfe, numite *minerale*. Mineralele sînt asociate între ele formînd *rocile*.

Din punctul de vedere al comportării rocilor sub sarcinile transmise de construcție, se face o deosebire între rocile tari, compacte sau stîncoase a căror rezistență mare se datorește forțelor intermoleculare și între rocile moi sau afînate (nestîncoase) formate din fragmente rezultate de pe urma dezagregării rocilor tari prin acțiunea diferiților agenți exteriori.

Din categoria rocilor tari stîncoase fac parte rocile magmatice, rocile metamorfice și unele roci sedimentare cu o strînsă legătură între fragmentele componente ; din categoria rocilor afînate fac parte rocile sedimentare cu legătură slabă între fragmente.

1) Roci magmatice. Rocile magmatice se mai numesc și roci eruptive. Originea lor este legată de topitura magmatică ce se formează și se insinuează în anumite locuri în scoarța terestră și care la temperaturi scăzute se solidifică.

Din punctul de vedere al compoziției mineralogice, rocile magmatice au fost grupate în mai multe familii, unele dintre ele menționîndu-se mai jos.

Rocile magmatice sînt compuse din minerale foarte variate. Se deosebesc minerale primare, acele care au luat naștere din magmă, și minerale secundare sau care s-au format prin alterarea mineralelor primare.

Granitele formează o familie de roci magmatice consolidate la adîncime, în timp de perioade geologice, cu întreaga masă cristalizată, textură omogenă și compactă, alcătuite din cuarț, feldspați, mică și în cantitate redusă minerale femice. Culoarea lor este deschisă, condiționată în general de culoarea feldspatului, întîlnindu-se nuanțe roz, roșietice, alb-cenușii, brune, mai rar roșii și negre. Se prezintă în general sub formă de masive. Granitele sînt roci dure, rezistente la uzură. Nu sînt rezistente la variații mari de temperatură, din cauza dilatării termice diferită a componentelor. Rezistența la compresiune este 1 200—2 000 daN/cm², rar pînă la 3 000 daN/cm².

Granitele sînt destul de frecvente la noi în țară în Munții Dobrogei, în Carpații Meridionali și în Munții Apuseni.

Granodioritele sînt roci intrusive (de adîncime) asemănătoare granitelor, de culoare ceva mai închisă datorită conținutului mai ridicat de componente femice și mai redus în cuarț. Rezistă mai bine la intemperii decît granitele.

Cea mai mare parte a granodioritelor din țara noastră sînt localizate pe o linie aproximativ S—N, în partea de vest a Banatului, începînd de la Dunăre și pînă în Munții Vlădeasa, purtînd denumirea de banatite.

Dioritele sînt roci intrusive cu întreaga masă cristalizată și textură masivă, alcătuite din feldspați plagioclași, amfiboli verzi, mice și piroxeni. Culoarea variază de la verde închis pînă la cenușiu închis, de obicei au cristale vizibile de feldspat.

Sienitele se aseamănă cu granitele, dar nu conțin cuarț. Sînt constituite din feldspați, feldspatoizi și mai puține minerale femice. Culoarea este cenușie, foarte rar roză. Din punct de vedere al descompunerii, sienitele se comportă ca și granitele, feldspații fiind susceptibili a trece în caolinit iar mineralele negre să se oxideze.

Rezistența la compresiune este de 1 500—2 600 daN/cm².

Roca este foarte tenace, foarte rezistentă la lovire. Cele mai rezistente sînt varietățile microgranulare.

Gabbrourile sînt roci avînd un caracter bazic, alcătuite din feldspați calcosodici și piroxeni, cu întreaga masă cristalizată. Sînt colorate în cenușiu închis, verde închis sau negru.

Rezistența la compresiune variază de la 2 000—2 800 daN/cm², uneori chiar pînă la 3 500 daN/cm².

Se găsesc în Dobrogea, Banat și Munții Paring.

Dacitele sînt roci efuzive cu masa parțial cristalizată, cu structură porfirică și compoziție mineralogică asemănătoare granodioritelor. Foarte des dacitele sînt însoțite de tufuri vulcanice, tufuri dacitice, care măcinate dau trasul folosit ca adaus la cimenturi. Se întîlnesc în Podișul Transilvaniei, Moldova și Muntenia.

Andezitele sînt corespondente efuzive (de suprafață) ale dioritelor. Culoarea variază de la cenușiu la negru. Rezistența lor la compresiune este cuprinsă între 600—2 500 daN/cm².

Tufurile andezitice au culoare cenușie, porozitate fină și sînt suficient de rezistente pentru a fi folosite în construcții.

Bazaltele sînt roci bazice efuzive corespunzătoare gabbrourilor, de culoare cenușie închisă sau neagră. Masa este parțial cristalizată, cu dimensiuni foarte mici ale cristalelor.

Bazaltul este o rocă compactă și grea. Rezistența la compresiune variază de la 1 000 pînă la 3 000 daN/cm² și uneori ajunge pînă la 4 500—5 000 daN/cm².

Diabazele au aceeași compoziție mineralogică și structură ca bazaltele, au culori deschise, cenușii cu nuanțe verzi. Sînt roci efuzive foarte rezistente.

2) **Rocile metamorfice.** Au o structură cristalină, compoziție mineralogică heterogenă și o textură șistoasă. S-au format din roci preexistente magmatice, sedimentare și chiar metamorfice mai vechi în condițiile unor presiuni și temperaturi mari. Din categoria rocilor metamorfice fac parte filitele, micașisturile, amfibolitele, gneisul etc.

Textura este de obicei șistoasă. Rezistența la compresiune perpendicular pe direcția de șistuozitate este 1 200—2 400 daN/cm² iar paralel cu direcția de șistuozitate este de 1,5—2,5 ori mai mică. Rezistența de dezagregare și îngheț este mică.

3) **Roci sedimentare.** Formează depozite rezultate prin alterarea chimică a rocilor preexistente, dezagregarea fizică, transportul și depunerea lor sub acțiunile atmosferei și a apei, din resturi ale vieții organice și prin precipitație din apă.

Structura rocilor este redată de dimensiunile componenților, de forma lor, textura fiind în general stratificată.

Dezagregarea fizică produce fragmente de mărime mare și mijlocie avînd o compoziție mineralogică identică cu a rocii preexistente. Alterarea chimică este precedată de o fărîmițare pronunțată a rocii preexistente, urmată eventual de o dizolvare în mediu apos și o precipitare în anumite condiții fizico-chimice.

După proveniența lor se deosebesc următoarele categorii de roci sedimentare :

— roci sedimentare detritice ;
— roci sedimentare de precipitație ;
— roci sedimentare de origine organică ;
— roci sedimentare provenite din explozii vulcanice ;
— roci sedimentare reziduale.

Rocile sedimentare detritice reprezintă produse de dezagregare, de transport și de depunere a unor fragmente solide.

Transportul detritusului, de la nivelul de unde a fost format pînă la nivelul de bază, se face prin efectul gravitației pe porțiunea reliefului abrupt și cu pantă mare, apoi prin aer și cu ajutorul apei.

Depunerea se face sub forma unor depozite, de regulă cu o clasare mecanică a fragmentelor, influențată de mărimea, greutatea specifică și forma acestora, precum și de viteza de transport a agentului respectiv.

Întrucît viteza cursurilor de apă variază nu numai după profilul în lung al văii, ci și după mărimea debitelor, depunerile sedimentare au o pronunțată neuniformitate în ceea ce privește mărimea fragmentelor. Totuși, în general, în părțile superioare ale văii predomină fragmentele mari, iar spre revărsarea cursurilor de apă fragmentele mici.

Cimentarea fragmentelor are loc sub acțiunea unor lianți, care de regulă se găsesc în apă. Liantul poate fi argilos, carbonatic și mai ales silicios.

După mărimea fragmentelor care alcătuiesc detritusul se deosebesc :

— psefite, cu diametrul mai mare de 2 mm ;
— psamite, cu diametrul între 2—0,05 mm ;
— aleurite, cu diametrul între 0,05—0,005 mm ;
— pelite, cu diametrul sub 0,005 mm.

Limitele între care variază mărimea fragmentelor nu sînt absolut rigide, neexistînd un acord general în această privință ; clasificarea care s-a dat ține seama de STAS 1917/61.

Rocile sedimentare detritice compuse din fragmente necimentate de mărimi variabile, însă mai mici de 2 mm (limita superioară a particulelor de nisip), se numesc în geotehnică *pămînturi.*

Pămînturile formează materialul principal în studierea problemelor de fundații și a lucrărilor de terasamente.

Din categoria rocilor psefitice fac parte : grohotișurile, bolovănișurile, prundișurile și pietrișurile.

Grohotișurile sînt produse mobile colțuroase la baza stîncilor avînd fragmente cu dimensiuni peste 20 cm.

Bolovănișurile au fragmente cuprinse între 10—20 cm ; au formă rotunjită datorită rostogolirii în timpul transportului de către apă.

Prundișurile au dimensiuni cuprinse între 1—10 cm.

Pietrișurile au fragmente cu dimensiuni între 2—10 mm, sînt plate și rotunjite la colțuri, fiind mai permeabile în direcție orizontală decît în cea verticală. Prin cimentare dau conglomerate.

Din categoria rocilor psamitice fac parte nisipurile alcătuite mai ales din minerale greu alterabile : cuarț, muscovit etc. ; au diferite denumiri, după mărimea granulelor, astfel : nisip mare (2—0,5 mm), mijlociu (0,5—0,25 mm) și fin (0,25—0,05 mm).

După natura mineralului preponderent se distinge nisip cuarțos, calcaros, micaceu, granatifer etc. Nisipurile cuarțoase sînt rezistente, insolubile și nu intră în reacție cu diferite substanțe dizolvate în apa subterană.

În categoria rocilor aleuritice se include praful. Praful transportat de vînt și cu o slabă cimentare prin carbonat de calciu ($CaCO_3$) se numește *loess*. Loessul este foarte poros, porii fiind vizibili cu ochiul liber (pămînt macroporic). Sub sarcinile transmise de construcție se comportă bine atît timp cît nu vine în contact cu apa, care dizolvă carbonatul de calciu ducînd la tasări mari.

Loessul este răspîndit la noi mai ales în partea sudică a țării, avînd uneori grosimi de 10—20 m.

Din categoria rocilor pelitice fac parte argilele care se depun în largul bazinelor de sedimentare marine, oceanice, în lacuri și în lunca apelor curgătoare.

În compoziția argilelor intră : caolinit, halloisit, montmorillonit, silice coloidală, mică, feldspați, carbonați, substanțe organice.

Forma particulelor de argilă se deosebește esențial de forma particulelor nisipurilor și prafurilor. Astfel, montmorillonitul și caolinitul au forma plată, primul de forma solzilor de pește, cu marginile rotunde, iar al doilea cu marginile dantelate ca frunzele. Particulele halloisitului au forme de bastonașe. Forma plată a fragmentelor contribuie la sporirea plasticității argilelor.

În geotehnică, prin argilă se înțelege un amestec de nisip, praf și minerale argiloase care au granule mai mici de 5 μ. Dacă fracțiunea de argilă depășește 60%, argila se numește grasă și are următoarele caracteristici : tăiată cu cuțitul prezintă o suprafață lucioasă, la pipăit este unsuroasă, are un miros caracteristic de pămînt umed, o plasticitate pronunțată și o permeabilitate practic egală cu zero.

Dacă fracțiunea de argilă este cuprinsă între 30 și 60%, argila se numește slabă, și are aceleași caracteristici ca și argila grasă însă într-o măsură mai puțin pronunțată.

Pămînturile argiloase conțin uneori calcar ; prezența calcarului se poate observa printr-o efervescență ce se produce dacă pe proba de argilă se picură acid clorhidric.

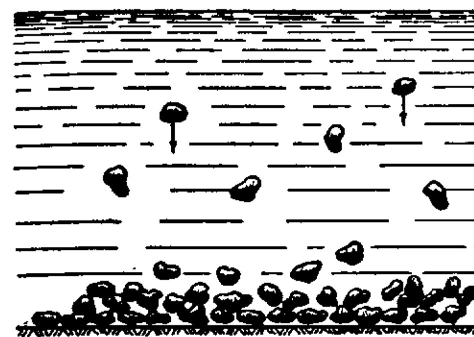
Pînă la un conținut de 5% $CaCO_3$, caracteristicile pămîntului argilos nu sînt influențate ; cantități procentuale mai mari produc un spor de rezistență al acestor roci, care formează o trecere de la pămînturi la rocile tari, cum sînt :

— argila marnoasă cu 5—20% $CaCO_3$;
— marnă argiloasă cu 20—40% $CaCO_3$;
— marnă cu 40—60% $CaCO_3$;
— marnă calcaroasă cu un conținut de $CaCO_3$ pînă la 80%.

În cele ce urmează se va descrie modul în care se formează pămînturile prin sedimentare și structura acestor pămînturi, întrucît sedimentarea se produce în condiții diferite la nisip, praf și argilă.

Nisipul formează prin sedimentare o structură granulară. Particulele de nisip transportate de apă se depun sub greutate proprie cînd viteza curentului scade, menținîndu-se echilibrul particulelor numai prin rezistența de frecare de pe suprafața de contact (fig. 1.1.).

Pămînturile prăfoase se sedimentează formînd o structură în fagure. În sedimentarea particulelor de praf joacă un rol important, în afară de forțele de frecare, și forțele de coeziune din punctele de contact. Cînd particula *2* ajunge în cursul sedimentării la particula *1* așezată pe fundul albiei, poate rămîne în poziția din figura 1.2, datorită momentului de stabilitate dat de forța de coeziune $F(M_s = Fe)$, care ia naștere pe suprafața de contact *AB*, sau se poate rostogoli în jurul punctului *A*.


Fig. 1.1. Structura granulară a nisipurilor.

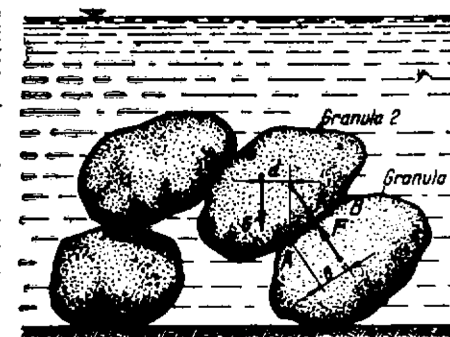


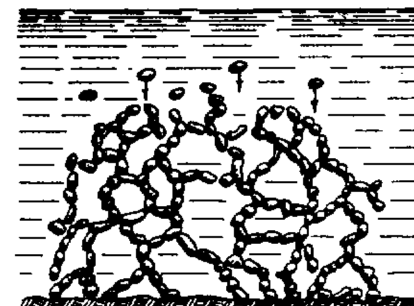
Fig. 1.2. Sedimentarea granulelor de praf.

Momentul de răsturnare este dat de greutatea particulei *2*, $M_r = Gd$. Cînd $M_s \geqslant M_r$ particula *2* rămîne peste particula *1*, iar cînd $M_s < M_r$ particula se rostogolește.

Existînd foarte multe particule în vecinătate care rămîn în echilibru, includ între ele un oarecare spațiu, formînd structura cu mai multe goluri, numită *structură în fagure* (fig. 1.3.).

Argila este caracterizată printr-o structură pufoasă sau floculară. Particulele mineralelor de argilă de mărime coloidală, mai mici de 0,005 mm, plutesc dispersate în apele rîurilor formînd sisteme de dispersiune. Sistemul de dispersiune se mai numește și *sol*, iar cînd mediul de dispersiune este apa, se numește hidrosol.

În mediul de dispersiune, particulele de argilă sînt în permanentă mișcare, numită mișcare browniană. Din cauza agitației moleculele de apă care se mișcă cu o viteză mare, ciocnindu-se de particulele argilei, le imprimă acestora o mișcare în zig-zag, cu o viteză însă mult mai mică, dat fiind masa mult mai mare a particulei față de aceea a moleculei de apă. În mișcarea browniană particulele de argilă nu se ciocnesc și deci nu se unesc unele cu altele, din cauză că au sarcini electrice de același sens (ne-


Fig. 1.3. Structura în fagure a prafului.

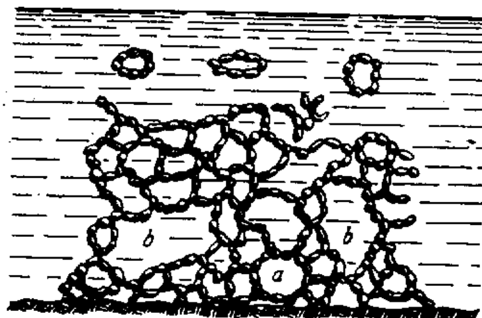


Fig. 1.4. Structura floculară a argilei.

gative). De asemenea, particulele de argilă, fiind în permanentă mişcare browniană, nu se sedimentează.

În cazul cînd în mediul de dispersiune se introduce un electrolit (în natură acest lucru se produce la vărsarea rîurilor în apele sărate ale mărilor) sarcinile electrice ale granulelor se neutralizează în parte sau total, aşa că particulele se pot uni unele cu altele formînd aşa numitele *flocule* care, din cauza greutăţii lor sporite, încep să se sedimenteze. În cursul sedimentării, cu floculele se întîmplă acelaşi fenomen ca şi cu granulele izolate de praf, adică floculele se aşază formînd goluri între ele.

În consecinţă, această structură prezintă două feluri de goluri; unul în interiorul floculei (*a*) iar al doilea între flocule (*b*) (fig. 1.4). Particulele de argilă unite prin forţele de legătură dau scheletul de rezistenţă al pămîntului argilos. Scheletul împreună cu apa din goluri, formează o masă gelatinoasă numită în chimia coloidală *gel*.

Pămînturile argiloase fiind formate din nisip, praf şi argilă, structura fazei argiloase este întreruptă de prezenţa fragmentelor de praf şi nisip (fig. 1.5).

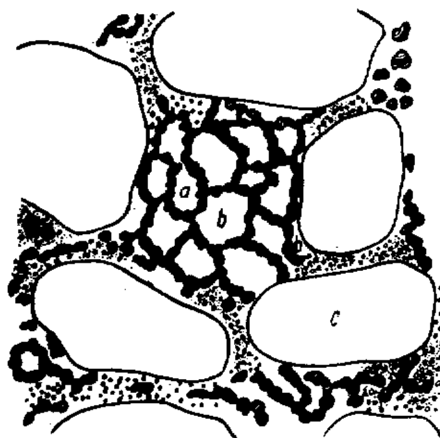


Fig. 1.5. Structura complexă a pămînturilor argiloase, prăfoase:
a — floculă; *b* — spaţiu liber între flocule; *c* — nisip.

Structura afînată, caracteristică pămînturilor vegetale, apare de pe urma activităţii plantelor, microorganismelor şi a uneltelor agricole.

Din sistemul de dispersiune, numit şi sol, se formează prin sedimentare gelul; prin scuturare sau prin vibrare se pot distruge legăturile dintre fragmente, şi dacă golurile umplute cu apă sînt suficient de mari, masa gelatinoasă se transformă într-o masă curgătoare. Aceasta înseamnă că gelul, prin scuturare, s-a transformat iarăşi într-un sistem de dispersiune, în sol. Fenomenul de reversibilitate care există între sol şi gel se numeşte *tixotropie*.

Tixotropia nu poate să apară la argilă decît atunci cînd structura ei este foarte afînată. Fenomenul tixotropiei se poate observa cînd se bat piloţi într-o argilă de formaţie tînără; producîndu-se vibraţii prin baterea piloţilor, se distruge structura argilei, gelul se transformă în sol şi iese din teren pe lîngă pilot sub forma unei mase curgătoare. După cîteva zile însă, în jurul pilotului se formează din nou structura de argilă, apare iarăşi gelul.

Roci sedimentare de precipitaţie se formează prin precipitaţie din soluţii. Ordinea de depunere este de la oxizi şi silicaţi la carbonaţi, gips, sare gemă şi sulfaţi, cloruri de potasiu şi magneziu.

Din categoria rocilor de precipitaţie fac parte calcarul, dolomitul, gipsul.

Roci sedimentare de origine organică iau naştere din resturi de plante şi animale supuse unor transformări. Aceste roci se împart în două grupe:

— *Acaustobiolite*, roci organice care nu ard, cum sînt rocile calcaroase recifale şi cochilifere şi rocile silicioase din categoria cărora poate fi amintit diatomitul.

Adesea masivele calcaroase au suferit un proces de înlocuire a calciului prin magneziu, obţinîndu-se carbonat de calciu şi magneziu numit dolomit.

— *Caustobiolitele* sînt reprezentate prin combustibilii minerali, cărbuni şi hidrocarburi.

1.3. TERENUL DE FUNDAŢIE CA SUPORT AL CONSTRUCŢIILOR

Rocile care formează terenul de fundaţie au o comportare foarte diferită faţă de solicitările pe care construcţia le transmite terenului. Rocile tari au, în general, o rezistenţă care întrece rezistenţa materialelor din care se execută în mod obişnuit fundaţiile, aşa încît dimensionarea fundaţiilor aşezate pe asemenea terenuri nu prezintă dificultăţi. Sînt însă unele aspecte de care trebuie să se ţină seama în cazul acestor roci.

Cînd terenul de fundaţie este format din roci stîncoase trebuie îndepărtată partea superioară a rocii, care este, de obicei, alterată, pentru ca fundaţia să se sprijine pe roca sănătoasă.

Pentru a avea convingerea că extinderea terenului stîncos corespunde construcţiei proiectate se vor executa sondaje de cercetare corespunzătoare ca număr şi adîncime.

Prezența fisurilor, în cazul terenurilor stîncoase, chiar a acelora abia vizibile cu ochiul liber, este de o importanță deosebită, mai ales în cazul fundării barajelor.

Fundațiile barajelor, fiind așezate la mare adîncime sub nivelul apei, sînt supuse forței ascensionale a acesteia. Forța ascensională a apei, în cazul barajelor înalte, poate atinge valori mari, influențînd în mod hotărîtor stabilitatea construcției ; prin injectarea cu lapte de ciment a rocilor fisurate se poate ameliora efectul acestor forțe ascensionale.

La rocile sedimentare și metamorfice stratificate, respectiv șistoase, cînd stratele au înclinare pronunțată față de orizontală, trebuie să se aibă în vedere că alunecările vor apărea pe versantul cu panta stratelor orientată spre vale. Pe versantul opus, alunecările nu se pot produce decît spre interiorul masivului, deci stabilitatea este asigurată. De acest aspect trebuie să se țină seama în cazul executării traseelor de cale ferată, drumuri etc. (fig. 1.6.).

Rocile sedimentare detritice, cum sînt : bolovănișul, prundișul, pietrișul și nisipul cu fragmente mari și mijlocii, formează un teren bun de fundație. Cu cît terenul de fundație este format din fragmente de mărimi mai diferite și este mai îndesat, cu atît sporește rezistența și stabilitatea sa sub solicitări.

Nisipul fin cu granulație uniformă îmbibat cu apă ridică probleme deosebite, deoarece la o anumită viteză a curenților de apă din teren se formează nisipurile curgătoare (antrenate de apă) creîndu-se zone unde se produc tasări mari. Acest fenomen apare, în special, în timpul executării fundațiilor, cînd este necesar să se coboare nivelul apelor subterane ; prin pompare crește viteza apei, putînd ajunge la valoarea vitezei critice, care antrenează particulele de nisip.

Milul, adică praful îmbibat cu apă, este un pămînt necorespunzător pentru fundații ; are o rezistență mică și cauzează tasări mari.

Argilele ridică cele mai multe probleme la proiectarea și executarea fundațiilor. Pot fi pămînturi bune de fundații cînd au conținut redus de apă și sînt consolidate, și foarte slabe cînd conținutul de apă este ridicat ;

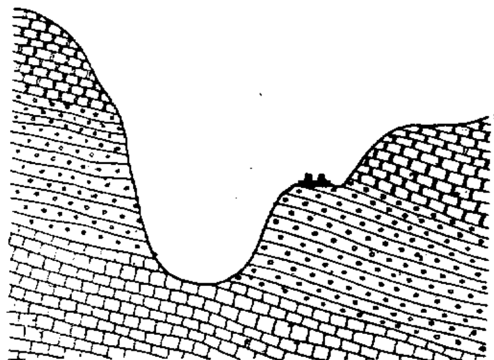


Fig. 1.6. Profilul transversal al unei văi.

astfel, argilele în stare de consistență curgătoare devin foarte puțin rezistente la solicitările construcției.

Pămînturile cu conținut de substanțe organice nu sînt bune pentru a se funda pe ele, din cauza rezistențelor reduse pe care le au datorită scăderii pronunțate a coeficientului de frecare dintre fragmente.

Pămînturile mocirloase, formate în apele stătătoare cu o vegetație bogată (mlaștini de turbă), au la partea superioară o structură fibroasă formînd o crustă rezistentă, însă la adîncime ele curg, nefiind terminate procesele de transformare, de putrefacție.

Nămolul este format din fragmente prăfoase ca și milul, este însă amestecat cu substanțe organice care duc la scăderea coeficientului de frecare dintre granule, pînă aproape de valoarea zero.

Solul vegetal nu este bun pentru fundații, de aceea trebuie îndepărtat pe toată grosimea ; stratul superficial de 15—20 cm se poate folosi la stabilizarea taluzurilor.

Partea componentă a pămîntului roditor este humusul ; în contact cu apa dă acidul humic care atacă betonul din fundații, în special betonul proaspăt.

1.4. NOȚIUNI DE GEODINAMICĂ

Geodinamica sau geologia dinamică studiază fenomenele geologice cuprinzînd procese fizice, chimice, biochimice, mecanice și dinamice care au ca rezultat modificări în structura și în compoziția scoarței terestre și a aspectului ei morfologic.

Fenomenele dinamice pot fi interne, producînd denivelări în urma cărora iau naștere munții și depresiunile (mișcări orogenice) și externe, care modelează scoarța în sens invers, nivelînd-o (eroziune). Acestor fenomene li se adaugă și unele fenomene fizico-geologice, făcînd parte din dinamica externă, care afectează numai unele formațiuni pe anumit relief și numai în pătura în care poate străbate apa. Printre aceste fenomene se numără mișcările în versanți (alunecările de teren etc.) și fenomenele carstice.

Fenomenele de alterare și dezagregare se petrec în mod simultan, condiționîndu-se reciproc. Procesele de alterare sînt mai mult de natură chimică ; în dezagregarea fizică se încadrează procese care acționează mecanic la slăbirea coeziunii dintre minerale sau în masa rocilor.

Dezagregarea fizică este îndeplinită prin acțiunea directă a căldurii solare asupra mineralelor, care dilatîndu-se și contractîndu-se ritmic slăbesc coeziunea rocilor, se desprind din masa acestora și formează depozite de fragmente nisipoase. Este un fenomen frecvent în zonele temperate, calde și mai ales în zonele climatului arid, deșertic.

Dezagregarea fizică se mai produce prin procese de îngheț-dezgheț al apei din porii și fisurile rocilor, prin procese de dizolvare a unor mine-

rale, prin acţiunea mecanică a apei, a vîntului şi a rădăcinilor plantelor, prin care părţi mai mari sau mai mici se desprind de masa rocilor.

Dezagregarea chimică sau alteraţia propriu-zisă se face prin acţiunea oxigenului, a bioxidului de carbon, a apei şi a altor substanţe chimice, care intră în reacţie cu mineralele rocilor cu care vin în contact.

Acţiunea de eroziune a apei este excepţional de activă, apa fiind principalul agent modificator extern ; apa poate fi în stare lichidă sau în stare solidă. În starea lichidă se menţionează bătaia puternică a valurilor asupra uscatului şi acţiunea apelor curgătoare sub forma de torenţi şi cursuri permanente. Apa în stare solidă acţionează prin masele de gheaţă mobilă (calote polare şi gheţuri), care rup din terenul pe care-l străbat, şi transportă aceste materiale pînă la punctul lor de topire, unde este depus sub formă de morene şi depozite fluvioglaciare.

Mişcările în versanţi se produc deoarece pantele dealurilor şi a munţilor nu au totdeauna asigurată stabilitatea. Cauzele care determină astfel de deranjamente pot fi : eroziunea laterală a văilor, porii şi fisurile deschise ale rocilor îmbibate cu apă, deranjarea echilibrului în depunerile de la baza pantelor, gradul de compactitate şi de coeziune slăbit printr-o alteraţie continuă, lucrări neraţionale la baza versanţilor etc. Un rol important are, de asemenea, înclinarea pantei şi prezenţa apei în straturi. Acestea se suprapun peste acţiunea gravitaţiei care rămîne un factor important.

Deplasările de teren pot fi : prăbuşiri, năruiri, curgeri plastice, nisipuri curgătoare, alunecări.

Prăbuşirile sînt mişcări uscate, surpări ale unor blocuri sau stînci. Ele apar în urma procesului de îngheţ-dezgheţ şi prin presiunea exercitată de rădăcinile arborilor în stîncile dezvelite.

Alunecările de teren sînt deplasări pe pantă ale unor formaţiuni geologice, efectuate sub acţiunea gravitaţiei şi cu participarea apei. La alunecările de teren materialul se deplasează în masă şi nu se produce o rostogolire ca în cazul prăbuşirilor.

Elementele caracteristice unei alunecări sînt :

— suprafaţa de desprindere, care apare sub forma unei crăpături în partea superioară a versanţilor, adesea de mărimea unei rîpi de desprindere ;

— suprafaţa de alunecare reprezentînd suprafaţa pe care se face deplasarea materialului ;

— masa alunecătoare ;

— baza alunecării, care este locul unde suprafaţa de alunecare intersectează terenul rămas nemişcat.

Cauzele care produc alunecările de teren sînt naturale şi artificiale. Din categoria cauzelor naturale pot fi amintite gravitaţia, caracterele petrografice şi fizico-mecanice ale rocilor (natura petrografică, greutatea specifică aparentă, coeziunea, frecarea interioară, porozitatea, permeabilitatea şi compoziţia chimică a mineralelor), acţiunea fizico-mecanică a apei, cutremurele de pămînt, eroziunea apelor curgătoare etc.

Dintre cauzele artificiale ale deplasărilor de teren cele mai importante sînt : despăduririle, supraîncărcarea datorită greutăţii rambleelor, vibraţiile şi trepidaţiile produse prin explozii şi prin trafic feroviar şi rutier, nerespectarea unghiului de taluz natural şi schimbarea regimului apelor prin construcţii greşite care tulbură echilibrul hidrologic şi hidrogeologic (poduri, regularizări de cursuri, diguri, drenuri necorespunzătoare etc.).

Prin fenomene carstice se înţelege totalitatea proceselor care se produc în terenurile cu roci solubile, cum sînt rocile calcaroase, sarea, gipsul etc., ca urmare a dizolvării unei părţi din masa acestora.

Cele mai frecvente fenomene carstice se întîlnesc în masivele calcaroase, şi sînt determinate de apa de infiltraţie încărcată cu CO_2, care pătrunde în fisurile rocii şi dizolvă $CaCO_3$ transformîndu-l în bicarbonat de calciu solubil. După îndepărtarea carbonatului de calciu, în masa calcarelor apar goluri de diferite mărimi.

2. COMPONENTELE PĂMÎNTURILOR

Pămînturile, spre deosebire de rocile compacte, sînt medii discontinui, compuse din diverse particule legate între ele prin forțe ce se transmit prin suprafețele de contact. Golurile dintre aceste particule sînt umplute, în anumite proporții, de apă și aer. Astfel, în pămînt există fragmente solide de natură mineralogică și goluri umplute cu apă și gaz sau numai cu una din ele. Fiecare din aceste elemente componente poartă denumirea de fază, deci în cazul cel mai general, pămînturile sînt sisteme formate din trei faze.

Existența celor trei faze, precum și interacțiunea dintre ele influențează asupra proprietăților fizice și mecanice ale pămînturilor.

2.1. FAZA SOLIDĂ

2.1.1. COMPOZIȚIA GRANULOMETRICĂ

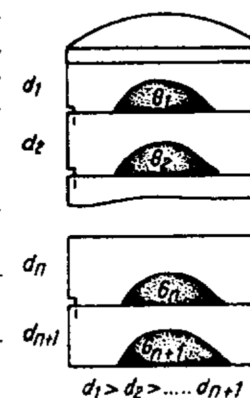
Faza solidă este alcătuită din particule de diferite mărimi. Proporția în greutate în care intră particule de mărimi diferite în raport cu greutatea lor totală, poartă denumirea de *compoziție granulometrică*. Formele particulelor sînt în general neregulate, ceea ce îngreunează mult caracterizarea lor din punctul de vedere al mărimii. De aceea, în mod convențional, prin mărimea unei granule se înțelege diametrul unei sfere ideale, care cade într-un mediu vîscos cu aceeași viteză ca și particula reală respectivă. Particulele care au un diametru cuprins între două valori limită stabilite constituie o fracțiune granulometrică a pămîntului respectiv.

Compoziția granulometrică a unui pămînt, în afară de faptul că dă unele indicații asupra proprietăților sale, servește și ca un prim criteriu de clasificare a pămînturilor.

Compoziția granulometrică a unui pămînt se determină prin analiza granulometrică, care se realizează prin cernere la pămînturile care au particulele cu diametrul peste 0,06 mm, și prin sedimentare la pămînturile cu particule cu diametrul mai mic.

Analiza prin cernere se execută cu ajutorul unui aparat compus dintr-o garnitură de site (baterie) suprapuse, așezate după dimensiunile ochiurilor în ordine descrescătoare, de sus în jos (fig. 2.1.).

Din pămîntul uscat și mojarat în prealabil se cîntărește o cantitate G, care se așază pe prima sită a bateriei. După cernere se obține separarea fragmentelor după dimensiuni. Se cîntăresc fracțiunile de material rămase pe fiecare sită și pe talger.



2.1. Garnitura de site pentru analiza granulometrică.

Se notează :

G_1 — cantitatea de material rămas pe sita cu dimensiunea ochiurilor d_1 ;

G_2 — cantitatea de material rămas pe sita cu dimensiunea ochiurilor d_2 ;

G_n — cantitatea de material rămas pe sita cu dimensiunea ochiurilor d_n ;

G_{n+1} — cantitatea de material rămas pe talger.

Se consideră că fragmentele cu diametrul egal cu dimensiunea ochiurilor sitei trec prin sita respectivă în timpul cernerii.

Cu ajutorul rezultatelor obținute se calculează cantitatea procentuală de material rămas pe sitele cu ochiurile de mărimea $d_1, d_2 \ldots d_n$, după cum urmează :

$$100\frac{G_1}{G},\quad 100\frac{G_2}{G}, \ldots,\quad 100\frac{G_n}{G}. \tag{2.1}$$

Aceste valori servesc la construirea histogramei.

Cantitățile de material cu particule egale și mai mici decît $d_1, d_2, \ldots, d_n$, exprimate procentual, sînt date de expresiile :

$$100\frac{G-G_1}{G};\quad 100\frac{G-(G_1+G_2)}{G}, \ldots,\quad 100\frac{G-\sum_1^n G_i}{G}. \tag{2.2}$$

Aceste valori servesc la construirea curbei granulometrice. Dacă pe talger rămîne o cantitate procentuală :

$$100\frac{G_{n+1}}{G} < 10\%,$$

analiza prin cernere se consideră terminată. În cazul cînd :

$$100\frac{G_{n+1}}{G} \geqslant 10\%,$$

analiza se continuă pentru cantitatea de material rămasă pe talger, folosind metoda sedimentării.

Analiza prin sedimentare se bazează pe viteza diferită de sedimentare a particulelor în funcție de greutatea lor.

Din materialul uscat şi mojarat se ia cantitatea G cu care se prepară, prin amestecare cu apă, o suspensie omogenă de volum V.

Greutatea specifică a suspensiei, variabilă în timp din cauza sedimentării particulelor, se determină cu ajutorul unui instrument numit *areometru*. Datorită sedimentării particulelor, greutatea specifică a sistemului dispers variază pe înălţimea cilindrului în care se găseşte suspensia, creşte de sus în jos, areometrul măsurînd greutatea specifică în dreptul centrului de greutate al volumului submersat.

Pentru a putea face separarea procentuală a cantităţii de material după diametrul particulelor, trebuie să se stabilească :

— o relaţie între diametrul particulelor şi viteza de sedimentare ;

— legătura între greutatea specifică a sistemului dispers, adică între citirile pe areometru şi cantitatea procentuală a particulelor cu dimensiuni egale sau mai mici decît un anumit diametru.

Citirile pe areometru notate cu γ_{sd} se fac la diferite intervale de timp, care la începutul sedimentării sînt mici (15″) dar cresc treptat putînd ajunge pînă la 24 ore.

Viteza de sedimentare a particulelor variază în funcţie de greutatea şi dimensiunile lor, de greutatea specifică şi vîscozitatea mediului de dispersie, în cazul de faţă a apei.

Aplicînd legile mişcării unui corp de formă sferică într-un mediu vîscos, se poate stabili relaţia de legătură între diametrul particulelor şi viteza sa de sedimentare [10] cu relaţia :

$$d=\sqrt{\frac{18\eta}{\gamma_s-\gamma_w}v}, \qquad (2.3)$$

unde :

η este vîscozitatea cinematică a sistemului dispers, în cNs/cm² ;
γ_s — greutatea specifică a pămîntului de analizat, în cN/cm³ ;
γ_w — greutatea specifică a apei, în cN/cm³ ;
$v=\frac{H}{t}$ — viteza de sedimentare a particulei cu diametrul d, în cm/s ;
H este distanţa de la suprafaţa sistemului dispers pînă la centrul de greutate al volumului submersat al areometrului ; acesta se determină cu o relaţie specifică fiecărui areometru (în funcţie de citirea pe areometru), în cm, iar t reprezintă timpul scurs de la începerea sedimentării pînă la citirea făcută pe areometru.

În relaţia (2.3) se notează cu d_t diametrul particulei care are viteza de sedimentare v şi care în timpul t parcurge distanţa H. Particulele cu diametrul d_t, care la începutul sedimentării s-au găsit la suprafaţa sistemului dispers, au ajuns în timpul t în dreptul centrului de greutate al volumului areometrului submersat, iar particulele care s-au găsit sub nivelul lichidului, parcurgînd aceeaşi distanţă H, se vor găsi sub nivelul centrului de greutate. Deci, greutatea specifică măsurată cu ajutorul areometrului reprezintă greutatea specifică a unui sistem dispers care are par-

ticule cu diametrul mai mic sau cel mult egal cu d_t. Plecînd de la această constatare, se poate stabili o relaţie între citirea făcută pe areometru şi cantitatea procentuală de particule G_t %, cu diametrul mai mic sau egal cu d_t, obţinîndu-se [10] :

$$G_t=\frac{100}{G}\,\frac{\gamma_s}{\gamma_s-1}\,(R+\Delta R+m)\ [\%], \qquad (2.4)$$

unde :

G este greutatea totală a pămîntului supus analizei ;
γ_s — greutatea specifică a pămîntului de analizat ;
R — citirea redusă pe areometru ;
ΔR — corecţie din cauza meniscului, dată de diferenţa între nivelul real al lichidului şi nivelul la extremitatea superioară a meniscului format pe tija areometrului, la care se face citirea (fig. 2.2).
m — corecţie din cauza temperaturii care influenţează valorile η şi γ_w şi volumul corpului areometrului.

$$R=1\,000\ (\gamma_{sd}-1),$$

unde :

1 000 reprezintă volumul total al sistemului dispers ;
γ_{sd} — greutatea specifică a sistemului dispers, adică citirea pe areometru.

Valorile G_t % obţinute prin analiza de sedimentare sînt analoage cu valorile

$$100\,\frac{G-\sum_{1}^{n}G_i}{G}$$

obţinute la analiza prin cernere, şi reprezintă ordonata în curba granulometrică.

Ordonatele histogramei se obţin calculînd diferenţele $G_{t_i}\%-G_{t_{i-1}}\%$.

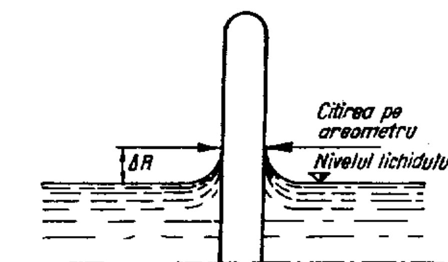


Fig. 2.2. Formarea meniscului în dreptul tijei areometrului.

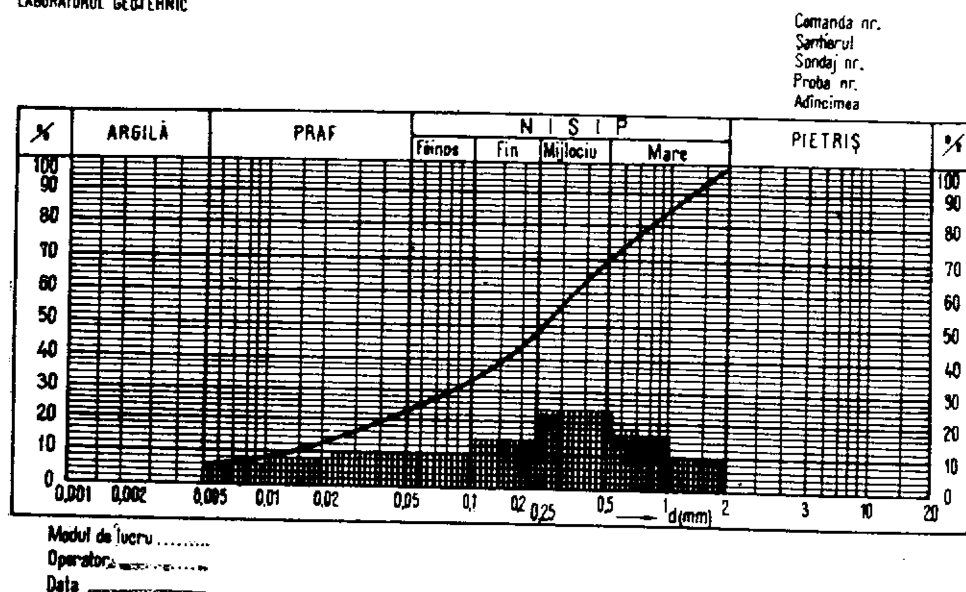


Fig. 2.3. Histograma și curba granulometrică.

Rezultatele analizei granulometrice prin cernere și sedimentare se prezintă grafic prin histograma și curba granulometrică (fig. 2.3.). La aceste reprezentări se înscrie pe abscisă diametrul fragmentelor în ordine crescătoare, în scară logaritmică, iar pe ordonată, greutatea procentuală a fragmentelor de diferite mărimi de la 0 pînă la 100%.

Histograma se obține prin reprezentarea variației cantităților fragmentelor de anumită mărime (cuprinse între două valori limită ; de exemplu, la cernere între diametrul a două site consecutive) exprimate în procente din greutatea totală.

Curba granulometrică se obține reprezentînd pe ordonată cantitatea procentuală de particule cu diametrul egal sau mai mic decît diametrul din dreptul ordonatei respective.

Curba granulometrică este curba integrală a histogramei. De aceea, în dreptul abscisei unde histograma are un maxim, curba granulometrică prezintă un punct de inflexiune. Diferența dintre două ordonate consecutive din curba granulometrică reprezintă ordonata histogramei între diametrele (abscisele) respective.

O curbă granulometrică cu înclinare mică reprezintă un pămînt eterogen ca dimensiuni de granule. Pămînturile cu granule uniforme sînt reprezentate printr-o curbă granulometrică cu o pantă mare.

Neuniformitatea pămînturilor este exprimată prin coeficientul de neuniformitate, definit ca raportul dintre diametrul corespunzător procentelor de 60% și de 10% din greutatea totală a materialului, adică :

$$U_n = \frac{d_{60}}{d_{10}}. \quad (2.5)$$

În funcție de mărimea coeficientului de neuniformitate, pămînturile se împart în următoarele categorii :

— pămînturi foarte uniforme $U_n \leq 5$;
— pămînturi cu uniformitate mijlocie $5 < U_n \leq 15$;
— pămînturi foarte neuniforme $U_n > 15$.

În mod obișnuit, valorile U_n variază între 3 și 50. Numai în cazuri speciale pot apărea valori mai mici ca 3 pînă aproape de 1, sau valori mai mari ca 50 pînă aproape de 100.

În comportarea pămînturilor joacă un rol important granulele cu diametre mici, care umplu golurile dintre particulele mai mari. Granulele mici imprimă pămînturilor caracteristicile lor în privința permeabilității și capilarității.

Curba granulometrică servește pentru clasificarea pămînturilor în funcție de fracțiunile de nisip, praf și argilă.

Clasificarea pămînturilor poate fi stabilită în mod simplu și cu ajutorul diagramei ternare (STAS 1243/65 ; v. fig. 2.4).

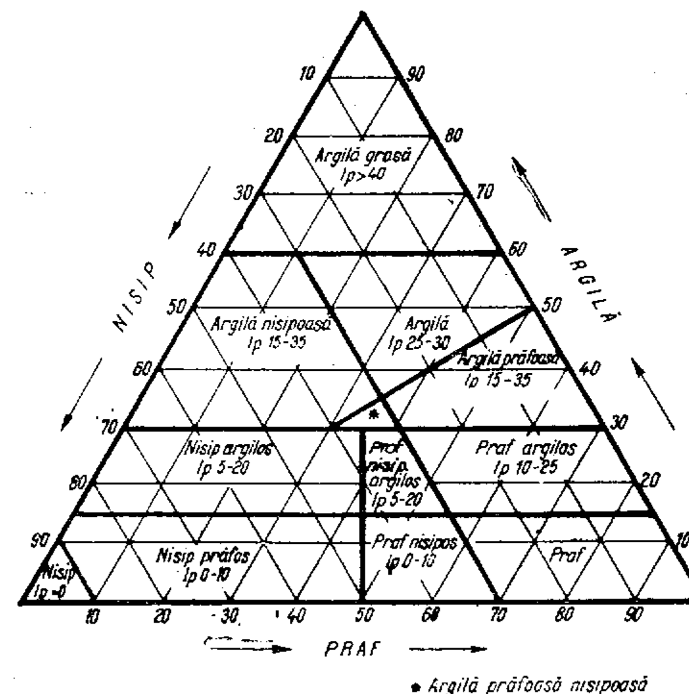


Fig. 2.4. Diagrama ternară.

Pe cele trei axe se înscriu cantitățile procentuale de la 0 pînă la 100% a fracțiunilor componente de nisip, praf și argilă. Diagrama este împărțită în zone, cu denumirea terenurilor în funcție de limitele între care variază procentele celor trei fracțiuni pentru pămîntul respectiv. În diagramă se duce cîte o paralelă cu axa anterioară, în dreptul procentului pe care-l conține pămîntul din fracțiunea respectivă ; la intersecția dreptelor rezultă un punct situat în una din zonele date.

2.2. FAZA LICHIDĂ

Apa formează faza lichidă a pămînturilor. Apa subterană sub raportul originii, a distribuției spațiale și a formelor sub care apare este studiată de hidrogeologie, care este o ramură a geologiei aplicate. Importanța practică a hidrogeologiei este dată de cunoașterea influenței apelor subterane în stabilitatea versanților, în amplasarea construcțiilor, în menținerea fertilității solurilor, în alimentarea cu apă potabilă, cu apă industrială și uneori în irigații.

Cea mai mare parte a apei subterane provine din infiltrațiile precipitațiilor atmosferice (80—90%), restul provine din condensarea vaporilor de apă din atmosferă, care pătrund în terenurile afînate.

Infiltrația apei este influențată de înclinarea pantei, de porozitatea rocilor, de gradul de umiditate al rocii, de starea de higroscopicitate atmosferică și dacă terenul este acoperit cu vegetație sau nu.

Înclinarea pantei influențează negativ procesul de infiltrație ; cu cît panta este mai mare, cu atît infiltrația este mai redusă.

Volumul porilor, mărimea porilor și fisurilor rocilor determină gradul de permeabilitate și influențează pozitiv infiltrația.

Rocile odată îmbibate cu apă lasă să treacă mai greu apa prin ele, de unde rezultă că, infiltrația este mai activă în rocile uscate și în primele momente ale infiltrației.

2.2.1. FORMELE SUB CARE SE GĂSEȘTE FAZA LICHIDĂ ÎN TEREN

Apa în teren se găsește sub diferite forme : vapori de apă, apă de higroscopicitate, apă peliculară, apă de gravitație, gheață.

Vaporii de apă umplu toate spațiile dintre particulele solide ale pămîntului neocupate de apa lichidă, și circulă sub formă de vapori din zonele cu presiuni ridicate spre cele cu presiuni scăzute ale vaporilor. Conținutul de vapori de apă depinde de conținutul de vapori al atmosferei. Fiecărei temperaturi a aerului îi corespunde un anumit grad de saturație cu vapori și o anumită presiune a vaporilor. Dacă presiunea vaporilor din interio-

rul pămîntului este mai mare decît cea din atmosferă, se produce evaporarea apei din porii pămîntului. Dacă temperatura scade, se produce condensarea vaporilor din interiorul pămîntului.

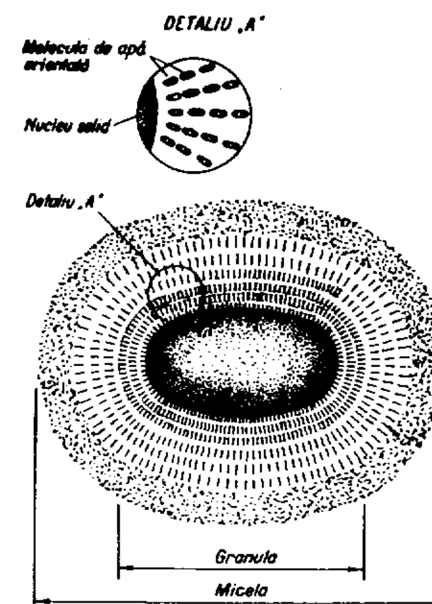


Fig. 2.5. Apa legată fizic.

Apa de higroscopicitate are grosimea cîtorva molecule de apă, grosime care nu trece de 0,008 μ. Unele particule în contact cu apa au proprietatea de a lega moleculele de apă la suprafața lor — *pămînturi hidrofile* — altele însă nu manifestă această proprietate — *pămînturi hidrofobe*. În marea lor majoritate, particulele pămînturilor sînt capabile să lege apa la suprafața lor.

Legătura dintre moleculele de apă și particula solidă este asigurată prin forțe de natură electromoleculară. La marginea particulelor de argilă existînd ionii liberi negativi, moleculele de apă se orientează așa cum se vede în detaliul *A* (fig. 2.5).

Orientarea moleculelor de apă se datorește faptului că ele sînt bipolare, adică la un pol se găsește ionul de hidrogen cu sarcină electrică pozitivă, iar la celălalt pol ionul de hidroxid (OH) cu sarcină negativă.

Sub influența forțelor electromoleculare amintite mai sus, moleculele de apă sînt legate de nucleul solid, care împreună cu stratul de apă higroscopică, strîns legat, formează granula.

Apa peliculară formează al doilea strat în jurul particulei solide, legat de aceasta tot prin forțele electromoleculare. În acest strat, orientarea moleculelor de apă devine cu atît mai neregulată cu cît se îndepărtează de suprafața nucleului solid.

Granula împreună cu apa peliculară formează un micel. Apa peliculară se mai numește și apă slab legată sau *liosorbită*. Apa higroscopică împreună cu apa peliculară formează apa legată fizic. Grosimea peliculei de apă legată fizic variază între $\left|\frac{1}{4} - \frac{1}{2}\right|$ μ, în funcție de compoziția chimico-mineralogică a fazei solide, de forma și mărimea nucleului solid.

Proprietățile apei legată fizic sînt cu totul diferite de acelea ale apei obișnuite, datorită presiunii mari la care este supusă. Greutatea specifică a apei legată fizic atinge valori de 1,56—2,45 cN/cm^3, iar temperatura de îngheț ajunge pînă la —70 °C. Ea nu poate fi separată de nucleul solid nici chiar printr-o forță centrifugă de 70 000 ori mai mare decît accelerația gravitațională.

Apa legată fizic imprimă pămînturilor coeziunea şi proprietăţile elastice.

Apa de gravitaţie sau apa liberă ocupă golurile rămase libere dintre nucleele solide învelite cu apă legată fizic. În comportarea acestei ape, rolul principal îl are gravitaţia, în opoziţie cu comportarea apei legată fizic a cărei mişcare pe suprafaţa particulelor solide se face exclusiv sub acţiunea forţelor moleculare şi care numai împreună cu particula solidă se supune legilor gravitaţiei.

Apa de gravitaţie se prezintă sub următoarele forme :

— apa liberă (freatică şi de adîncime) ;
— apă capilară ;
— gheaţă.

Apa freatică se găseşte în primul strat acvifer din apropierea suprafeţei terenului (fig. 2.6).

Nivelul apei freatice este liber şi el apare la săparea puţurilor şi la executarea forajelor.

Apa de adîncime se găseşte într-un strat acvifer situat între două straturi impermeabile. Alimentarea cu apă a acestor strate se face prin capetele de strat permeabile. Apa de adîncime poate să aibă nivel liber, atunci cînd golurile stratului permeabil sînt ocupate de apă numai pe o parte a grosimii lui. Cînd golurile sînt pline de apă pe toată grosimea stratului permeabil, adică pînă la partea inferioară a stratului impermeabil numit acoperişul stratului acvifer, apa de adîncime se va găsi la acest nivel sub o presiune corespunzătoare nivelului sursei de alimentare a apei de adîncime. Apa de adîncime care se găseşte sub presiune se mai numeşte şi apă captivă.

Nivelul pînă la care se ridică apele de adîncime într-un tub de foraj se numeşte *nivel piezometric*. Cînd nivelul piezometric se găseşte deasupra nivelului terenului, apele de adîncime se numesc arteziene, iar

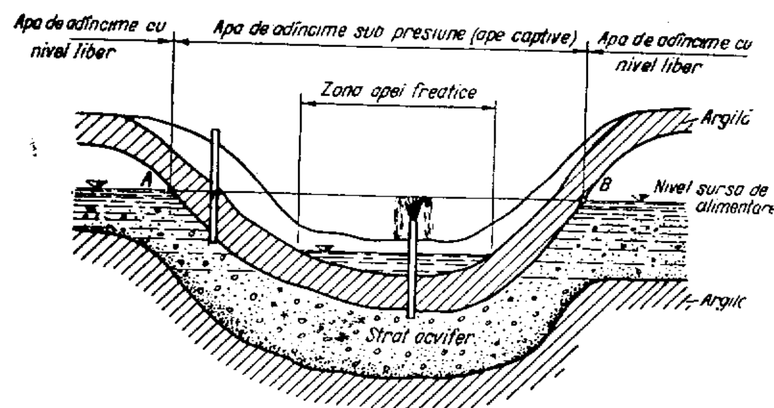


Fig. 2.6. Apa freatică şi de adîncime.

dacă nivelul piezometric atinge cel mult cota nivelului terenului se numesc ascensionale.

Apa capilară apare în golurile dintre particulele solide ale pămîntului, care formează canale cu dimensiuni capilare. Din cauza atracţiei moleculare dintre apă şi substanţa solidă a peretelui se dezvoltă forţe de legătură care dau naştere unui menisc la contactul cu pereţii golului capilar ; aceste forţe numite ***tensiuni superficiale*** sînt tangente la suprafaţa curbă a meniscului, pe linia de contact cu peretele solid. Unghiul format de tangenta la menisc cu peretele tubului se numeşte ***unghi de contact*** şi se notează cu α.

Sub efectul forţelor de tensiune superficială apa se ridică în vasul capilar pe înălţimea h_c, (fig. 2.7.). Coloana de apă de înălţime h_c, rază r şi greutate specifică γ_w este ţinută în echilibru de componentele verticale ale tensiunii superficiale, uniform distribuite pe perimetrul $2\pi r$.

Ţinînd seama de notaţiile din figura 2.7., se poate scrie :

$$2\pi r T_{s} = \pi r^2 h_c \gamma_w ,$$

de unde înălţimea capilară are valoarea :

$$h_c = \frac{2T_{s}}{h\gamma_w} . \qquad (2.6)$$

Forţa T_s depinde de vîscozitatea apei, care este în funcţie de temperatură ; în tabela 2.1. este dată valoarea forţei T în funcţie de temperatură.

Tabela 2.1

Variaţia forţei T în funcţie de temperatura t.

t°C	0	10	20	30	40
T [cN/cm]	0,0756	0,0742	0,0727	0,0711	0,0695

Fenomenul capilarităţii apare nu numai în cazul tuburilor cu diametrul interior mic, ci şi între două plăci plane aşezate paralel sau cu un unghi foarte mic închis între ele.

În pămînturi nu există tuburi capilare propriuzise, ci canale formate din pori de dimensiuni neuniforme, astfel că legile generale ale capilarităţii stabilite pentru tuburi capilare nu pot fi utilizate în cazul pămînturilor, fără anumite precizări.

În cazul pămînturilor la care nu se manifestă influenţa apei legată fizic, înălţimea capilară observată este apropiată ca valoare de aceea calculată cu ajutorul expresiei (2.6).

În cazul argilelor însă, înălţimea capilară diferă mult de valoarea calculată. La aceste pămînturi, dia-

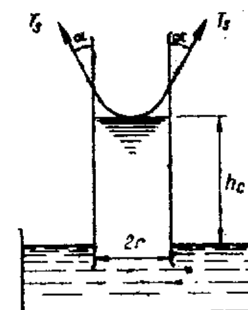


Fig. 2.7. Capilaritatea

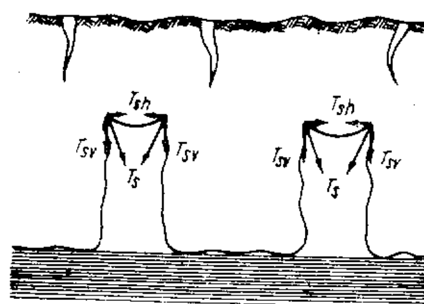


Fig. 2.8. Apa capilară în teren.

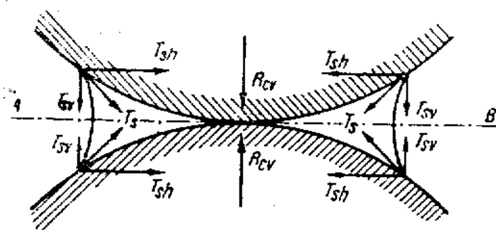
metrul secțiunii golurilor poate fi de ordinul micronilor ; în acest caz, valoarea calculată este de ordinul zecilor de metri, în timp ce practic nu depășește 2—3 m. Această diferență se explică prin prezența apei legate, care reduce și chiar închide golurile de dimensiuni capilare, neputînd fi îndepărtată de presiunea capilară care este mult mai slabă.

Prezența apei în canalele capilare influențează caracteristicile mecanice ale pămînturilor respective. Reacțiunile tensiunilor superficiale, respectiv componentele verticale T_{sv} (fig. 2.8), produc o comprimare a pereților canalelor capilare. Acest fenomen face ca particulele acestor pămînturi să nu poată fi separate cu ușurință unele de altele, ci să primească o serie de caracteristici similare cu ale pămînturilor coezive.

Această coeziune, numită și *coeziunea aparentă,* durează numai atît cît durează efectul capilar. Apa capilară dispare prin uscarea pămîntului, prin evaporarea sau prin inundarea lui, care are ca rezultat dispariția meniscurilor, respectiv a tensiunilor superficiale.

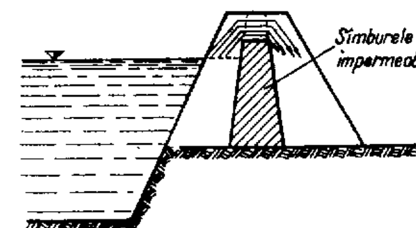
Componentele orizontale ale reacțiunilor T_{sh} provocate de tensiunile superficiale tind să micșoreze secțiunea canalelor capilare, formînd fisuri în pămînturile supuse efectului capilar.

Coeziunea aparentă se mai produce sub influența apei capilare care apare în spațiul din jurul punctului de contact dintre particule (fig. 2.9), cînd golurile dintre ele nu sînt complet umplute cu apă. Reacțiunile tensiunilor superficiale, de pe linia de contact a meniscului, se descompun



2.9. Efectul capilar în teren.

Fig. 2.10. Sifonul capilar.



în componente normale și paralele cu planul *AB*, considerat tangent în punctul de contact al particulelor. Componentele paralele cu planul *AB* se anulează două cîte două, fiind egale și de sens contrar, iar cele normale vor da pentru fiecare particulă cîte o rezultantă R_{cv}, care va presa una spre cealaltă cele două particule, provocînd o strînsă legătură între ele.

Un alt fenomen legat de capilaritate se produce în digurile de pămînt. Pentru a-i asigura impermeabilitatea necesară, în interiorul digului se construiește un sîmbure impermeabil pînă deasupra nivelului maxim al apelor din canal. În cazul cînd pămîntul din dig permite formarea efectului capilar, apa din canal se va scurge în sensul săgeților (fig. 2.10), trecînd peste sîmburele impermeabil al digului formînd sifonul capilar. Pentru a împiedica formarea acestui fenomen impermeabilizarea digului se face pînă la coronament.

Gheața se formează cînd temperatura scade sub anumite limite, putînd să apară în porii terenului sub formă de cristale sau lentile. Prin înghețare, apa își mărește volumul cu cca 9%, deci la un pămînt care are volumul porilor egal cu volumul scheletului creșterea de volum prin îngheț ar trebui să fie de cca 4,5%. În realitate se constată, uneori, creșteri de volum de 20—30%, care se explică prin migrarea apei spre zonele unde s-au format lentile de gheață, mărind volumul acestora. Migrarea apei este condiționată de natura terenului, pericolul cel mai mare fiind în cazul pămînturilor prăfoase.

Prin formarea lentilelor și a incluziunilor de gheață se distruge structura pămînturilor, iar cu ocazia dezghețului în locul lentilelor apare o abundență mare de apă, care influențează în mod defavorabil rezistența terenului de fundație. Fundațiile construcțiilor suferă tasări inegale mari. În suprastructura drumurilor și a căilor ferate, lentilele de gheață în timpul înghețului produc denivelări în formă de cocoașe, care sînt obstacole serioase în fața unei circulații normale. Denivelarea suprastructurii continuă și în perioada dezghețului, prin înmuierea terasamentului.

Pentru a preveni efectele defavorabile ale lentilelor de gheață asupra construcțiilor, talpa fundațiilor se așază sub nivelul pînă la care se resimte efectul înghețului și se împiedică infiltrarea apelor de suprafață în jurul construcției.

Adîncimea maximă de îngheţ este dată prin prescripţii pentru diferite localităţi din ţară, în funcţie de condiţiile climatice. Aceste limite variază între 60 şi 110 cm de la nivelul terenului (STAS 6054-64).

2.2.2. CIRCULAŢIA APEI ÎN TEREN

Apa conţinută în teren poate fi în stare de repaus sau în stare de mişcare. Mişcarea apei în teren poate avea loc sub forma unei redistribuiri a umidităţii în limite restrînse, în care caz poartă denumirea de *migraţie*, sau sub forma unei circulaţii propriu zise a apei, care avînd loc într-un mediu poros poartă denumirea de *filtraţie*. Particulele de apă în decursul filtraţiei descriu, în general, curbe care se numesc *linii de curent*. Cînd liniile de curent nu se întretaie, curgerea apei este laminară.

Mişcarea apei în pămînt se face sub influenţa unei diferenţe de presiune ce poate fi asimilată cu o anumită înălţime de coloană de apă. Astfel, diferenţa dintre două presiuni p_2-p_1 se poate exprima prin h_2-h_1 (fig. 2.11).

Raportul dintre diferenţa de presiune şi distanţa dintre două puncte între care are loc filtraţia apei poartă denumirea de *gradient hidraulic*;

$$i=\frac{h_2-h_1}{l}. \qquad (2.7)$$

În cazul în care mişcarea are un caracter laminar, viteza cu care are loc filtrarea apei se poate calcula pe baza legii lui Darcy:

$$v=ki, \qquad (2.8)$$

unde:

- v este cantitatea de lichid care trece în unitatea de timp prin unitatea de suprafaţă a corpului poros;
- k — coeficient de permeabilitate;
- i — gradientul hidraulic.

Viteza calculată cu formula lui Darcy nu este viteza reală de curgere a apei în pămînt, deoarece se iau în considerare secţiuni care conţin atît golurile dintre granule cît şi plinurile reprezentate de faza solidă.

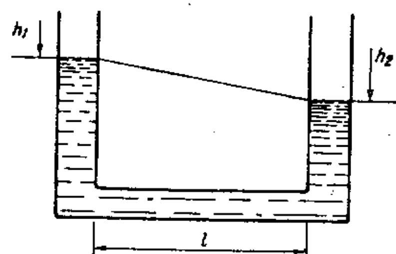


Fig. 2.11. Gradientul hidraulic.

Pămîntul avînd porozitatea n, porii vor ocupa din secţiunea unitară o suprafaţă egală ca mărime chiar cu n.

Luînd în considerare:

$$\frac{v_r}{v}=\frac{1}{n},$$

rezultă viteza de filtrare:

$$v=nv_r, \qquad (2.9)$$

unde v_r este viteza reală.

Coeficientul de permeabilitate este viteza de filtraţie la un gradient hidraulic egal cu unitatea, relaţia (2.8).

Mărimea coeficientului de permeabilitate se poate stabili prin încercări făcute în laborator sau la faţa locului.

Aparatele folosite la încercările de laborator sînt *permeametrele*, care pot fi cu nivel constant sau variabil. Primele se folosesc pentru încercări cu pămînturi necoezive, cu permeabilitate mai mare, iar celelalte pentru încercări cu pămînturi necoezive cu granulaţia mai fină, precum şi pentru pămînturi coezive.

Determinarea coeficientului de permeabilitate cu permeametrul cu nivel constant (fig. 2.12) se face măsurînd cantitatea de apă Q, care se scurge prin proba de secţiune A şi lungime l, în intervalul de timp t.

Cu ajutorul a două preaplinuri se menţine înălţimea hidrostatică constantă h.

Conform legii lui Darcy:

$$Q=kAit, \qquad (2.10)$$

deci:

$$k=\frac{Q}{Ait}, \qquad (2.11)$$

unde gradientul hidraulic este $i=\frac{h}{l}$.

La permeametru cu nivel variabil (figura 2.13), după ce se inundă proba şi se montează tubul, din partea superioară a aparatului se introduce apă în tub pînă la reper. La timpul t_1 se stabileşte înălţimea h_1 a nivelului apei din tub, iar la timpul t_2, înălţimea h_2. Nivelul hidrostatic dat de coloana de apă fiind variabil, legea lui Darcy,

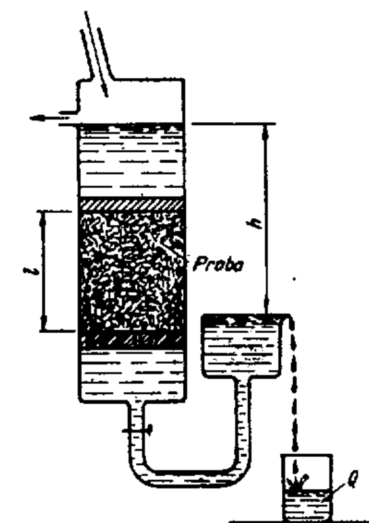


Fig. 2.12. Permeametru cu nivel constant.

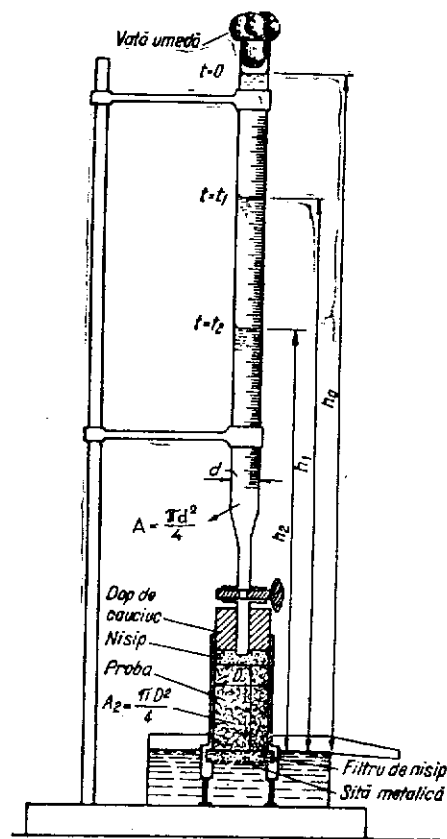


Fig. 2.13. Permeametru cu nivel variabil.

valabilă pentru aceeași înălțime hidrostatică, se scrie pentru valori infinit de mici:

$$dQ = kA_2 i dt. \qquad (2.12)$$

Se notează:

A_1 — secțiunea tubului;
A_2 — secțiunea probei.

Debitul care trece prin secțiunea A_1 într-un interval dt, este:

$$dQ = A_1 dh$$

și este egal cu debitul care trece prin proba de secțiune A_2 deci se poate scrie:

$$A_1 dh = kA_2 \frac{h}{l} dt. \qquad (2.13)$$

Separînd variabilele și integrînd între limitele h_1, h_2 și t_1, t_2 se obține:

$$\int_{t_1}^{t_2} dt = -\int_{h_1}^{h_2} \frac{A_1 l dh}{A_2 k h}, \qquad (2.14)$$

$$t_2 - t_1 = t = \frac{A_1 l}{A_2 k} \ln \frac{h_1}{h_2}, \qquad (2.15)$$

de unde rezultă valoarea lui k:

$$k = \frac{A_1 l}{A_2 t} \ln \frac{h_1}{h_2}. \qquad (2.16)$$

Integrarea s-a afectat cu semnul minus, deoarece unei creșteri a timpului dt îi corespunde o scădere a înălțimii coloanei de apă dh.

Determinarea permeabilității în laborator are mai multe neajunsuri. Din pămînturile nisipoase nu se pot recolta probe perfect netulburate, iar structura se mai deranjează și la așezarea probei în aparat.

Pentru împiedicarea infiltrației apei pe lîngă probă se iau măsuri (se

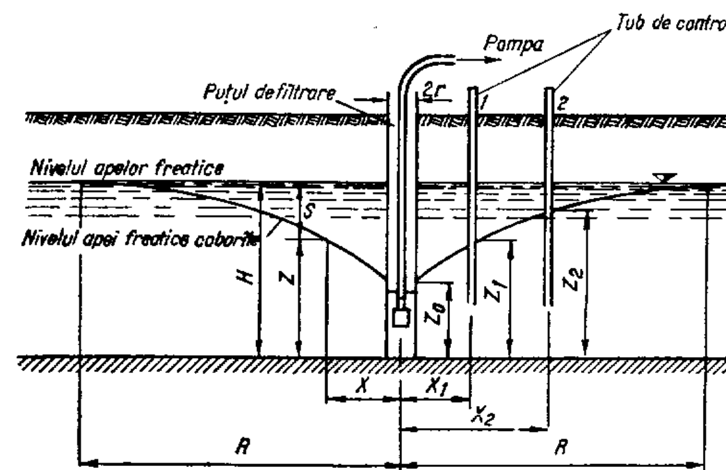


Fig. 2.14. Determinarea permeabilității la fața locului prin pompare directă.

unge stanța), totuși în unele cazuri se poate întîmpla să mai scape apă și pe lîngă probă.

Rezultate bune se obțin în cazul cînd se determină coeficientul de permeabilitate la fața locului. Aceste metode dau valori mai exacte, dar sînt mult mai costisitoare, necesitînd lucrări și aparatură mai complexă.

Dintre diferitele metode utilizate se va descrie numai metoda pompării apei dintr-un puț forat și metoda determinării vitezei reale de scurgere.

Prima metodă se poate aplica pentru determinarea coeficientului de permeabilitate într-un strat acvifer cu nivel liber (fig. 2.14).

Cu ajutorul unui tub de foraj se execută un puț cu diametrul de 200—600 mm, pînă la stratul impermeabil în care se introduce tubul filtrant cu diametrul de 150—200 mm, perforat la partea inferioară. Pe măsură ce se scoate tubul de foraj, se umple spațiul din jurul tubului filtrant cu material, avînd granulația stabilită în funcție de felul terenului înconjurător. În interiorul tubului filtrant se introduce sorbul pompei; prin pompare se obține o coborîre a nivelului apei subterane după o curbă de depresiune care se menține prin pompare continuă cu un debit constant.

Pentru a stabili ordonatele curbei de depresiune se introduce în jurul puțului 4—6 tuburi de observație, unul în imediata apropiere a puțului, iar celelalte la distanțe din ce în ce mai mari. Nivelul apei din tubul filtrant nu poate fi luat în considerare la stabilirea ordonatelor curbei de despresiune din cauză că nivelul acesta se desprinde, de multe ori, de acela al curbei de depresiune pe perimetrul puțului, datorită rezistenței lui.

Măsurătorile încep cînd nivelul apei în tuburile de observație rămîne constant la același debit pompat, ceea ce se obține numai după pompări continue de mai multe zile.

Coeficientul de permeabilitate se calculează cu relația [10] :

$$k=\frac{q}{\pi(z_2^2-z_1^2)}\ln\frac{x_2}{x_1}, \qquad (2.17)$$

unde :

k este coeficientul de permeabilitate, în cm/s ;
q — debitul pompat, în cm^3/s ;
x_1, x_2 — distanțele de la axa puțului filtrant pînă la axa tuburilor de observație *1* și *2*, în cm ;
z_1, z_2 — înălțimea apei în tuburile de observație *1* și *2* măsurată de la baza stratului filtrant, în cm.

Dacă se fac observații în mai multe tuburi, se pot obține valori medii mai exacte.

Coeficientul de permeabilitate se poate determina în mod simplu în cazul cînd există două puțuri la distanța d și între ele există un curent de apă datorită diferenței de nivel h (fig. 2.15).

În puțul A se introduce o soluție salină sau un colorant iar din puțul B se iau probe de apă la intervale scurte, pînă cînd se constată prezența sării sau a colorantului. Cunoscînd timpul t necesar pentru parcurgerea distanței d, timp măsurat din momentul introducerii soluției în puțul A și pînă în momentul apariției ei în puțul B, se poate stabili viteza reală v_r a apei :

$$v_r=\frac{d}{t}. \qquad (2.18)$$

Din relația (2.8), stabilită pe baza legii lui Darcy, rezultă coeficientul de permeabilitate :

$$k=\frac{v}{i}.$$

Viteza de filtrație v se calculează cu relația (2.9) iar gradientul hidraulic este $i=\frac{h}{l}$, astfel rezultă :

$$k=\frac{nd^2}{th}. \qquad (2.19)$$

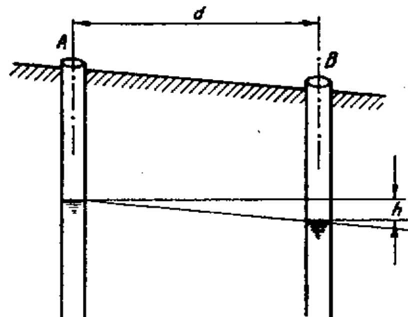


Fig. 2.15. Determinarea permeabilității la fața locului cu ajutorul puțurilor.

Această metodă se execută cu mijloace mai simple, însă necesită stabilirea porozității n a terenului, lucru ce prezintă inconveniente în cazul terenurilor necoezive din care probele netulburate sînt foarte greu de recoltat.

2.3. FAZA GAZOASĂ

Gazele ocupă în teren porii dintre granule, porii ce nu sînt ocupați de faza lichidă. Gazele din porii mai mari, din pămînturile nisipoase, sub efectul temperaturii sau a presiunilor transmise de fundația construcțiilor se pot elimina ușor din teren. Aceste gaze nu au influență mare asupra caracteristicilor fizico-mecanice ale pămînturilor. În schimb, gazele din porii mai mici de la adîncime mai mare (de cca. 10 m) din pămînturile argiloase, nu se elimină și rămîn incluse în teren. În acest caz, gazele sub forma bulelor provoacă apariția unor tensiuni superficiale în teren care într-o foarte mică măsură îi modifică caracteristicile mecanice. Față de solicitările exterioare, faza gazoasă inclusă în teren are o deformație elastică și produce o sporire a elasticității pămîntului argilos. De asemenea, faza gazoasă din teren reduce permeabilitatea acestuia.

3. CERCETAREA TERENURILOR DE FUNDAŢIE

3.1. SCOPUL CERCETĂRILOR GEOTEHNICE

Cercetările geotehnice au drept scop cunoaşterea amănunţită a terenului din zona în care se resimte influenţa construcţiei, adică din zona activă. Ele se referă la determinarea stratificaţiei terenului, la regimul apelor subterane, precum şi la stabilirea caracteristicilor fizico-mecanice, necesare pentru a se putea trage concluzii asupra comportării terenului sub sarcini sau ca material de construcţie.

Pentru efectuarea cercetărilor trebuie să se dispună de planul amplasamentului, de o schiţă sau anteproiect sumar al viitoarei construcţii, de mărimea şi natura sarcinilor ce urmează a se transmite terenului, precum şi de date asupra proceselor tehnologice care ar putea influenţa proprietăţile fizico-mecanice ale pămîntului de fundaţie.

Cercetarea terenului se efectuează în mai multe etape şi anume :

— recunoaşterea terenului ;

— explorarea terenului în adîncime ;

— încercări asupra terenului de fundaţie în laborator sau la faţa locului.

3.2. RECUNOAŞTEREA TERENULUI

Recunoaşterea terenului se face cu scopul de a obţine date legate de existenţa umpluturilor, instalaţiilor îngropate, carierelor, exploatărilor miniere etc. ; se culeg date legate de modul de comportare în timp a construcţiilor vecine.

Totodată se face o descriere a terenului din punct de vedere morfologic, se culeg date legate de geologia regiunii, adică de natura, stratificaţia şi stabilitatea generală a terenului. Se studiază regimul apelor de suprafaţă şi subterană din zona respectivă şi seismicitatea regiunii.

Cu ajutorul ridicărilor topografice se întocmeşte un plan cotat al amplasamentului.

Datele obţinute în urma cercetărilor efectuate pentru recunoaşterea terenului furnizează indicaţii foarte importante, care completate cu datele

obţinute în urma cercetărilor de laborator sau la faţa locului dau o imagine clară în privinţa comportării terenului de fundaţie sub sarcini şi a influenţei condiţiilor specifice ale regiunii asupra construcţiei ce urmează a se edifica pe amplasamentul respectiv.

3.3. EXPLORAREA TERENULUI ÎN ADÎNCIME

Se face cu scopul de a obţine informaţii suficiente legate de stratificaţia terenului, pe adîncimea zonei active şi de regimul apelor subterane. În vederea obţinerii acestor date se execută sondaje, adică lucrări speciale care sînt de mai multe feluri :

— sondaje deschise ;

— foraje (manuale sau mecanice) ;

— sondaje cu aparate de penetrare ;

— metode geofizice.

Alegerea procedeului de explorare depinde de natura şi importanţa construcţiei, de adîncimea zonei active şi natura terenului de fundaţie, precum şi de faza de proiectare pentru care se execută. Numărul sondajelor se stabileşte în funcţie de amplasarea şi natura construcţiei, de mărimea suprafeţei care se cercetează şi de natura terenului de fundaţie, iar adîncimea lor se stabileşte în aşa fel încît să cuprindă toate stratele pe adîncimea zonei active. Cum această zonă este foarte greu de delimitat de la început, neavînd suficiente date, pentru stabilirea adîncimii minime a sondajelor se folosesc prevederile cuprinse în STAS 1242-61.

Numărul minim de sondaje, pe un amplasament care nu a mai fost studiat cu alte ocazii, este de trei.

Poziţia în plan a sondajelor stabilite de către organul de cercetare se prezintă într-un plan de situaţie care trebuie să conţină distanţa dintre sondaje, cota sondajelor faţă de reperul nivelitic permanent, precum şi numerotarea lor.

3.3.1. METODE DE EXECUTARE A SONDAJELOR

Metodele de executare a sondajelor sînt numeroase şi alegerea lor se face ţinînd seama de scopul urmărit şi de situaţia geologică.

1) **Sondaje deschise.**

Gropile sînt săpături verticale de secţiune mică, cu pereţi nesprijiniţi, care se utilizează atunci cînd este suficientă cercetarea terenului pe o adîncime redusă (fundaţii de drumuri).

Şanţurile în trepte sînt săpături a căror adîncime poate merge pînă la 5—6 m, pereţii fiind în general nesprijiniţi (fig. 3.1.). Pe măsură ce săpătura se adînceşte, se iau probe la intervale (nivele) prescrise, iar secţiunea se reduce prin crearea de trepte.

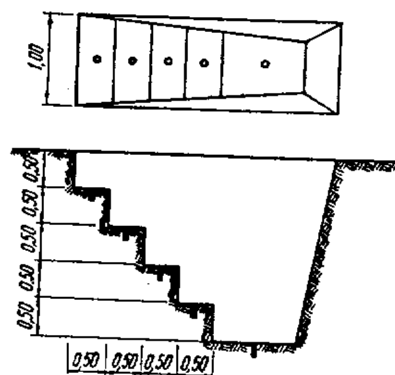


Fig. 3.1. Șanț în trepte.

Instabilitatea pereților săpăturii în cazul unor terenuri, pe adîncime de 5—6 m fără sprijiniri sau apariția apei subterane la o adîncime mai mică, fac dificilă cercetarea terenului cu ajutorul șanțului în trepte.

Puțurile sînt săpături verticale cu pereți sprijiniți, care au în plan o secțiune relativ redusă, de formă pătrată, dreptunghiulară sau circulară. Adîncimea puțurilor este în funcție de nevoile de cercetare.

Modul în care se execută sprijinirile puțurilor sînt arătate în figura 3.2, și alegerea sistemului depinde de natura terenului. La terenurile slabe se utilizează tipul *a* și *c*.

Galeriile sînt săpături în general orizontale, care se folosesc în cazul cercetării rocilor tari, la construcția barajelor și tunelurilor.

Avantajul sondajelor deschise se remarcă prin faptul că pămîntul poate fi văzut în așezarea sa naturală, iar probele recoltate prezintă garanție mai mare de a avea starea netulburată.

Pentru aceste motive, cînd este posibil, se va recurge la cercetări prin sondaje deschise. Cercetarea prin sondaje deschise este reglementată de STAS 3413-66. Din cauza dificultăților sau a duratei mari de execuție, de multe ori se renunță la sondaje deschise și se recurge la foraje.

2) **Foraje.** Forarea constă în săparea unui canal vertical cu secțiune redusă cu ajutorul unor unelte de săpat, care sînt manevrate de la suprafață prin intermediul unor tije care stau pe un trepied (fig. 3.3). Pentru ca pereții săpăturii să nu se surpe și pentru a împiedica pătrunderea laterală a apei subterane, pe măsură ce avansează uneltele de săpat, se coboară un tub metalic denumit burlan de foraj sau coloană de tubaj.

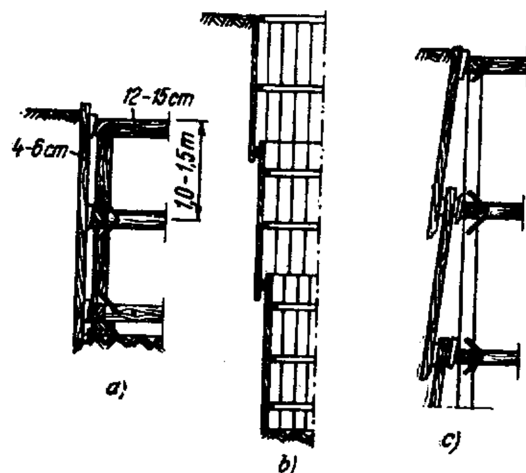


Fig. 3.2. Tipuri de sprijiniri pentru puțuri:
a — verticală; *b* — trepte verticale; *c* — trepte înclinate.

Coloana de tubaj este alcătuită din tuburi de oțel avînd diametrul de 150—200 mm, care se pot înnădi pe măsură ce pătrund în teren. Manevrarea uneltelor de săpat și a coloanei de tubaj se face cu ajutorul unui scripete, care se găsește la partea superioară a trepiedului și cu ajutorul unor juguri sau răngi pentru imprimarea mișcării de rotație.

Felul uneltelor de săpat depinde de natura terenului în care se execută forajul.

Astfel, pentru pămînturi coezive nu prea tari se utilizează lingura (fig. 3.4, *a*); cele tari se afinează în prealabil cu burghiul (fig. 3.4, *b*); pentru nisipuri sub apă se utilizează pompa cu clapetă (fig. 3.4, *c*); iar pentru bolovani și stîncă se utilizează diferite tipuri de dălți (fig. 3.4, *d*).

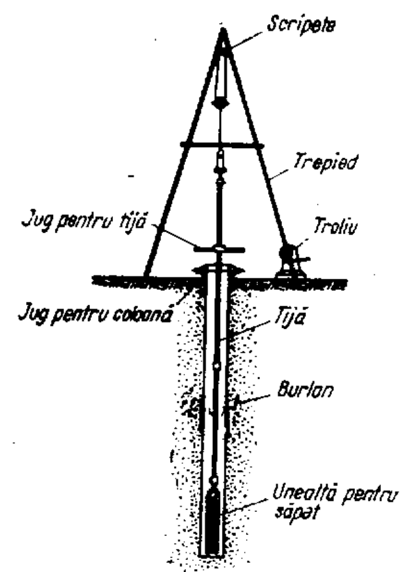


Fig. 3.3. Dispozitiv pentru forare.

Acționarea uneltelor de săpat se face prin rotirea tijelor, în cazul lingurii și burghiului, prin șocuri repetate în cazul pompei cu clapetă (care se acționează de la suprafață prin cablu) și prin percuție în cazul dălților.

Deoarece în cazul forajului nu se pot lua probe netulburate din nisipuri, gradul lor de îndesare se apreciază pe baza rezultatelor unei încercări de penetrare în foraj, făcută prin înfigerea prin batere a unei țevi de oțel, încercare reglementată de STAS 3198-71. Conform acestui standard, în funcție de numărul de lovituri necesare pentru introducerea țevii pe o anumită adîncime, se apreciază gradul de îndesare la pămînturile necoezive, respectiv consistența la cele coezive.

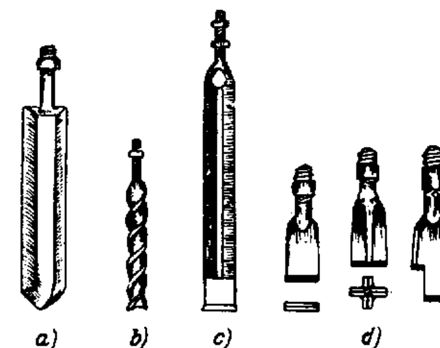


Fig. 3.4. Unelte de săpat:
a — lingură; *b* — burghiu; *c* — pompă cu clapetă; *d* — dălți.

Deși în unele condiții este mai avantajoasă decît metoda puțurilor deschise, metoda clasică de foraj implică un volum mare de muncă, respectiv o durată de execuție relativ lungă. Viteza de foraj variază în funcție de natura terenului, fiind de 5—10 m/zi.

O metodă care se dovedește a fi mult mai economică și mai avantajoasă este metoda de executare a forajelor prin vibrare ; concomitent cu executarea forajelor se recoltează și probele.

Metoda de forare și recoltare a probelor prin vibrare se bazează pe introducerea unei carotiere în teren, sub acțiunea greutății proprii a vibromecanismului și a tijelor de foraj precum și a forței perturbatoare oscilatorie sau a vibropercuțiilor. Carotiera este un tub metalic cu lungimea de 1,0—2,0 m cu un capăt prelucrat sub formă de cuțit, tub realizat în așa fel încît să se poată echipa cu ștuțurile necesare recoltării probelor netulburate.

La executarea forajelor prin această metodă, productivitatea sporește mult față de metoda clasică (de circa 3—4 ori).

Pentru fiecare sondaj executat, se întocmește și se ține la zi, de către șeful de echipă, fișa sondajului.

3) **Sondarea prin penetrare.** Se utilizează atunci cînd se urmărește să se reducă la minim forajele care, în general, sînt costisitoare. În acest sens se execută penetrări în locul forajelor, comparîndu-se diagramele de penetrare cu diagramele penetrărilor efectuate lîngă forajele executate.

În cazul în care diagramele sînt foarte apropiate rezultă că nu au intervenit modificări esențiale în ceea ce privește stratificația și caracteristicile terenului.

4) **Metodele geofizice.** Metodele geofizice sînt metodele de explorare directă la fața locului, capabile să elimine o serie de încercări de laborator, care pot introduce erori și care necesită probe netulburate, probe ce nu se pot recolta din orice fel de teren.

3.3.2. RECOLTAREA PROBELOR

Probele care se recoltează cu ocazia cercetării terenului de fundație pot fi :

— netulburate, adică la care s-a păstrat și structura naturală și umiditatea ;

— tulburate, la care nu s-a păstrat structura naturală.

Probele netulburate se pot recolta din sondajele deschise cu ajutorul unui cilindru metalic denumit *ștuț*, care este ascuțit la unul din capete și care se introduce în teren prin batere pe celălalt capăt, pe care se așază o bucată de lemn. De multe ori, recoltarea probelor se poate efectua direct cu ștanța, care este tot un cilindru metalic dar de dimensiuni mai mici (fig. 3.5, *a*) care se folosește direct la determinarea unor caracteristici fizice sau mecanice în laborator. Introducerea ștanței în teren se

poate efectua prin batere sau prin presare cu ajutorul unui piston de mînă (fig. 3.5, *b*).

Pentru a-și conserva umiditatea naturală, după extragerea din pămînt probele se parafinează la ambele capete. De asemenea, se pot lua probe netulburate sub formă de cuburi (monoliți) cu latura 20—30 cm, care după parafinare se așază în lădițe de lemn.

Probele recoltate trebuie ferite pe cît posibil de variații de umiditate și temperatură.

Probele netulburate din foraje se iau în ștuțuri cu ajutorul unor aparate special construite (fig. 3.6).

Prin loviturile aplicate cu ajutorul berbecului ștuțul se înfige în teren, apoi cu ajutorul troliului instalației de forare se ridică și se scoate din gaura de foraj.

Probele tulburate se recoltează cu ocazia curățirii uneltelor de săpat în cazul forajelor sau prin detașarea unui monolit de formă oarecare în cazul sondajelor de suprafață. Aceste probe se păstrează în borcane cu capac metalic sau în lădițe de lemn de 100×10 cm despărțite în 10 compartimente.

Atît probele netulburate cît și cele tulburate se etichetează imediat după extragerea lor din sondaj, menționîndu-se în mod obligatoriu și în ordinea specificată următoarele :

— șantierul de unde s-a recoltat proba ;

— numărul sondajului, conform programării ;

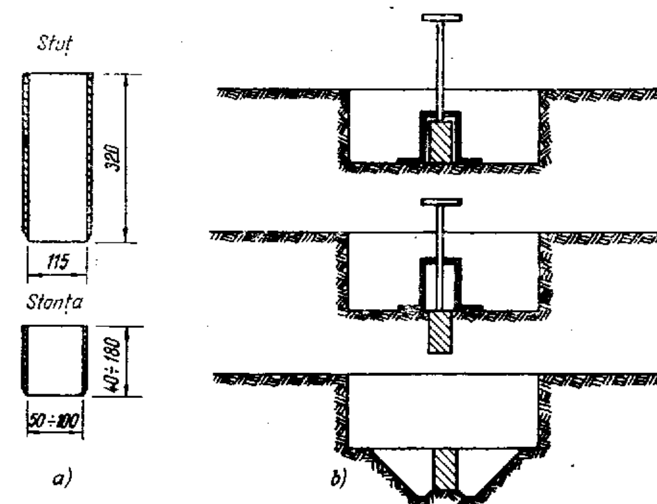


Fig. 3.5. Recoltarea probelor :
a — ștuț și ștanță pentru recoltarea probelor; *b* — recoltarea probelor cu ajutorul pistonului de mînă.

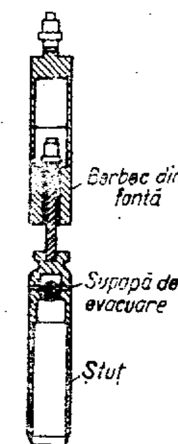


Fig. 3.6. Aparat pentru extragerea probelor din foraj.

Tabela 3.1

Criterii de recunoaştere a rocilor care alcătuiesc terenurile nestîncoase, după STAS 1243-65.

Denumirea	Aspect în stare naturală		Aspect ruptură	Aspect tăietură	Culoarea	Senzaţia la pipăit	Consistenţa	Plasticitate	Aderenţa faţă de metale	Desfacere în apă	Reacţie cu HCl
	Granule şi pori	Componenţi nearglloşi vizibili									
Argilă grasă	invizibile	—	neregulat	foarte lucios	variabilă (*1..9*)	Foarte unsuroasă	variabilă în general mare	foarte mare	foarte mare	nu se dezagregă, dar se poate umfla	nu reacţionează
Argilă	invizibile	—	neregulat	foarte lucios	variabilă (*1..9*)	unsuroasă	variabilă în general mare	foarte mare	foarte mare	nu se dezagregă dar se poate umfla	nu reacţionează
Argilă prăfoasă	vizibile în parte cînd apare nisipul	—	neregulat mat	lucios	variabilă (*1..9*)	puţin unsuroasă scîrţîie puţin între dinţi	variabilă	mare	mare mijlocie	mijlocie	— *
Argilă prăfoasă nisipoasă	vizibile cînd apare nisipul	—	—	puţin lucios	*2, 3, 4, 5, 6*	aspră la pipăit, scîrţîie între dinţi	variabilă	mijlocie	redusă	mijlocie, uneori destul de rapidă	— *
Praf argilos	vizibile cînd apare nisipul	—	mat	mat	variabilă (*1..9*)	puţin aspru	variabilă	mijlocie	redusă	destul de rapidă	— *
Nisip argilos	vizibile	—	mat	mat	2, 3, 4, 5, 6, 7	aspru la pipăit, scîrţîie între dinţi	mică	mică	redusă	rapidă	— *
Praf	vizibile în parte	—	mat	mat	*2, 3, 4,*	aspru la pipăit, scîrţîie între dinţi	variabilă	mică	redusă	rapidă	— *
Loess	vizibile în parte	nisip în concreţiuni de calcar	—	mat	*2, 3*	aspru la pipăit, scîrţîie între dinţi	în general mare	mică	foarte redusă	mijlocie	slabă, îndelungată
Argilă marnoasă	invizibile	calcar invizibil	neregulat mat	puţin lucios	*1,2,3,6, 7, 8*	puţin unsuroasă	variabilă în general mare	mică	redusă	mijlocie	slabă, îndelungată
Marnă argiloasă	invizibile	calcar puţin vizibil	idem	mat	*1,2,3,6, 7*	foarte puţin unsuroasă	idem	mare	foarte redusă	mijlocie	puternică de scurtă durată
Marnă	invizibile	idem	idem	mat	*2,3,4,5, 6,8*	foarte puţin unsuroasă	idem	mare	idem	lentă	puternică scurtă durată
Mîl	vizibile în parte	praf	idem	lucios	*7,8,9*	puţin unsuros	mică	foarte mare	redusă	rapidă	slabă
Nămol	vizibile în parte	praf şi materii organice	—	lucios	*7,8,9*	idem	mică	foarte mare	redusă	rapidă	slabă
Rocă cărbunoasă	invizibile	cărbune	neregulat	lucios	3,*8,9*	unsuroasă	variabilă	mare	mijlocie	mijlocie, uneori se umflă	reacţionează
Cărbune	vizibile în parte	resturi vegetale	aşchios fibros	lucios	*9*	aspră	—	—	—	—	—
Umplutură	vizibile	diverse	—	—	variabilă (*1..9*)	aspră	foarte redusă	foarte redusă	—	rapidă	uneori

— ca variaţii de culori se disting:
1 albicioasă; *2* galbenă; *3* cafenie; *4* roşcată; *5* ruginie; *6* verzuie; *7* albăstruie; *8* cenuşie; *9* neagră.
* variabilă în funcţie de conţinutul în carbonat de calciu.

— numărul probei în sondaj, numerotarea începînd de la suprafață și cuprinzînd toate probele netulburate și tulburate expediate laboratorului;
— numărul ștuțului ștanțat pe acesta sau numărul borcanului;
— cota probei, considerată de la nivelul terenului în dreptul sondajului măsurată pînă la talpa sondajului în momentul introducerii aparatului de luat probe;
— denumirea pămîntului;
— culoarea pămîntului;
— starea fizică a pămîntului;
— adîncimile (considerate de la nivelul terenului) între care este cuprins stratul respectiv.

Pentru a putea stabili natura terenului pe șantier, în tabela 3.1. se dau criteriile de recunoaștere a rocilor care alcătuiesc terenurile nestîncoase, conform STAS 1243/65, iar pentru aprecierea stării fizice tabela 3.2.

Tabela 3.2

Criterii de apreciere pe șantier a stării fizice a terenurilor.

Denumirea terenului	Caracteristici de îndesare și consistență	
	Denumire	Identificare
Terenuri necoezive		
— bolovăniș	afînat	poate fi luat cu lopata
— pietriș	compactat	se sapă cu cazmaua
— nisip	ușor cimentat	se scot bulgări
Praf	moale	poate fi frămîntat între degete
	tare	poate fi frămîntat între degete numai dacă e apăsat
Argilă	curgătoare	se scurge printre degete
	plastic moale	se frămîntă ușor
	plastic consistentă	se frămîntă
	plastic vîrtoasă	se frămîntă greu
	tare	nu se frămîntă, f. rigidă

3.4. CERCETAREA TERENULUI DE FUNDAȚIE LA FAȚA LOCULUI

Pentru a evita unele din erorile făcute cu ocazia determinărilor de laborator și a deranjării structurii cu ocazia recoltării probelor, în tehnica de cercetare a pămîntului s-au dezvoltat în mod deosebit metode de cercetare a terenului și de determinare a caracteristicilor geotehnice la fața locului.

3.4.1. CERCETAREA TERENURILOR CU AJUTORUL PENETROMETRELOR

Penetrometrele sînt aparate simple și economice, care se introduc în teren prin batere sau apăsare, cu ajutorul cărora se pot stabili: rezistența relativă a diferitelor strate de pămînt, gradul de îndesare, porozitatea, modulul de deformație etc.

Elementul principal al penetrometrului este vîrful conic care poate avea diferite secțiuni și unghiuri la vîrf. Tija face legătura dintre vîrf și partea prin intermediul căreia se dezvoltă forța necesară învingerii rezistenței terenului la înaintarea conului.

După felul cum se aplică forța de penetrare și după construcția lor, penetrometrele pot fi statice sau dinamice.

La penetrometrele statice rezistența la înaintarea conului este învinsă de forța statică (de apăsare), forță care se aplică la partea superioară a tijei penetrometrului.

În figura 3.7. este reprezentat un penetrometru static fără manta. Se folosește la adîncimi mici, în special în groapa de fundație în cazul pămînturilor legate, la care se poate elimina frecarea pe tije prin construcția aparatului, întrucît secțiunea conului de penetrare este mai mare decît secțiunea tijei.

Prin intermediul inelului dinamometric tarat se poate determina rezistența terenului la înaintarea conului penetrometrului. Citirea pe microcomparatorul inelului dinamometric se face în momentul în care conul

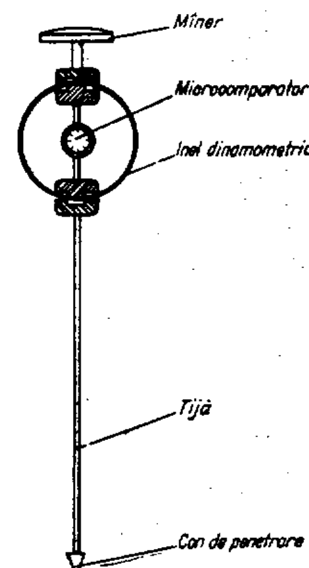


Fig. 3.7. Penetrometru static fără manta.

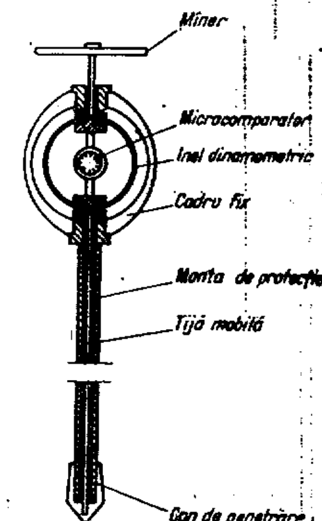


Fig. 3.8. Penetrometru static cu manta.

înaintează în teren sub o forţă de apăsare constantă, adică atunci cînd indicatorul microcomparatorului oscilează în jurul unei valori de pe cadran.

Pentru adîncimi mai mari şi în terenuri necoezive se folosesc penetrometrele statice sau dinamice cu manta (fig. 3.8.). Mantaua elimină frecările pe suprafaţa laterală a tijei şi se înregistrează numai forţa care provine din rezistenţa pe care o opune terenul înaintării conului.

Adîncimea pînă la care se pot utiliza penetrometrele statice depinde de forţa de apăsare disponibilă. Întrucît aceste penetrometre sînt acţionate, în general, manual rezultă că şi forţa de apăsare este relativ mică, putîndu-se ajunge la adîncimi de 1,0—2,0 m.

În cazul cînd se urmăreşte cercetarea pămînturilor la adîncimi mari se poate utiliza penetrometrul static uşor sistem Gamski. Acest penetrometru static are tija protejată iar rezistenţa opusă de teren la înaintarea conului este echilibrată de rezistenţa la smulgere a unui burghiu spiral de ancoraj în axul căruia culisează tija aparatului la capătul căreia se găseşte conul de penetrare. Penetrarea este combinată cu foraj manual; se forează pînă la o anumită cotă cu un burghiu de foraj, se înlocuieşte după aceea cu burghiul de ancoraj care se introduce în terenul sănătos şi apoi se execută penetrarea prin acţionarea asupra tijei cu ajutorul unui dispozitiv simplu cu care se realizează forţa statică de penetrare.

În cazul pămînturilor necoezive burghiul de ancoraj nu este capabil să preia reacţiunea terenului la înaintarea conului şi se execută o ancorare la suprafaţă cu ajutorul unor plăci. Patru plăci se plasează pe pereţii verticali ai unei gropi de adîncime mică (min. 40 cm) prin intermediul cărora se predă reacţiunea, terenului de la suprafaţă.

Penetrometrul static uşor sistem Gamski se poate utiliza pînă la adîncimi de cca. 10 m, manevrarea făcîndu-se uşor întrucît şi tijele şi mantaua sînt tronsonate în bucăţi de cîte 1,0 m.

În general însă, la adîncimi mari este mai economică folosirea penetrometrelor dinamice (fig. 3.9).

Din punct de vedere constructiv, penetrometrul dinamic este tot atît de simplu ca şi penetrometrul static. Se compune din următoarele părţi principale:

— conul de penetrare la partea inferioară a tijei;

— tije intermediare care se asamblează prin filetare;

ig. 3.9. Penetrometru dinamic.

Fig. 3.10. Diagrama de penetrare statică.

Fig. 3.11. Diagrama de penetrare dinamică.

— tija fixă prevăzută cu o nicovală;

— berbecul care culisează pe tija fixă şi loveşte nicovala.

Pentru încercări la adîncimi mari şi în terenuri necoezive aparatul este prevăzut cu o manta de protecţie a tijei.

Principiul de funcţionare se bazează pe înaintarea conului în teren sub acţiunea lucrului mecanic realizat prin căderea berbecului de la o anumită înălţime.

Rezultatele încercărilor de penetrare se pot reprezenta grafic conform figurilor 3.10 şi 3.11.

La penetrările statice în grafic se înscrie pe abscisă presiunea de penetrare p_p, în daN/cm^2, iar pe ordonată adîncimea de penetrare h, în m; în felul acesta se obţine diagrama din figura 3.10, care dă o imagine clară asupra variaţiei rezistenţei terenului în adîncime.

În cazul penetrometrelor dinamice, un mod de reprezentare a rezultatelor este cel arătat în figura 3.11. Pe abscisă se înscrie numărul de lovituri necesare pentru a străbate cu vîrful penetrometrului o adîncime constantă în teren (10 sau 20 cm), iar pe ordonată se măsoară adîncimea străpunsă de vîrful penetrometrului. Cu cît numărul de lovituri este mai mare pentru înaintarea conului cu aceeaşi adîncime, cu atît terenul este mai rezistent.

Se obţine o reprezentare foarte clară în ceea ce priveşte stratificaţia terenului, făcînd un profil în lung prin locul penetrărilor şi unind adîncimile de pătrundere al vîrfului penetrometrului sub un număr constant de lovituri, de exemplu 10 20 30 etc. (fig. 3.12).

La terenuri omogene cu aceeaşi rezistenţă, liniile sînt orizontale. În figura 3.12 este reprezentat un teren cu o rezistenţă variabilă în regiunea celor 7 penetrări efectuate. Terenul opune rezistenţa cea mai mare în dreptul penetrării 2, iar în regiunea penetrărilor 5—6 rezistenţa cea mai mică.

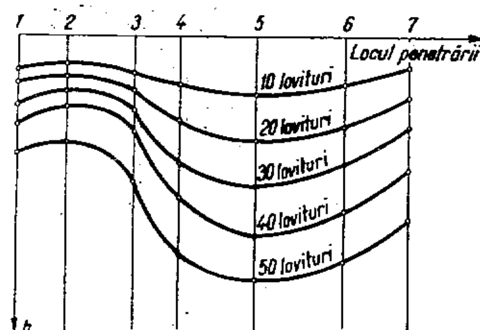


Fig. 3.12. Diagrama de variație a rezistențelor de penetrare la terenuri neomogene.

Penetrometrele sînt foarte eficace pentru a descoperi în terenul de fundație variațiile locale în stratificația pămînturilor în ce privește caracteristicile lor fizico-mecanice.

3.4.2. CERCETAREA PĂMÎNTURILOR CU IZOTOPI RADIOACTIVI

Pentru determinarea umidității și greutății specifice aparente a pămîntului, în ultimul timp, se folosesc izotopii radioactivi atît pentru cercetări de suprafață cît și pentru cele de adîncime.

Principiul de funcționare se bazează pe proprietatea corpurilor de a absorbi o parte din radiațiile gamma ce le străbat, în funcție de densitatea materialului străbătut. Atît aparatele de suprafață (fig. 3.13) cît și sondele conțin elemente radioactive despărțite de un perete de plumb de contor. Din radiațiile emise numai o parte ajung la contor, pierderile fiind cauzate de absorbția de particule gamma de către pămînt. Măsurînd energia care a străpuns stratul și existînd un grafic de etalonare se poate deduce densitatea terenului cercetat.

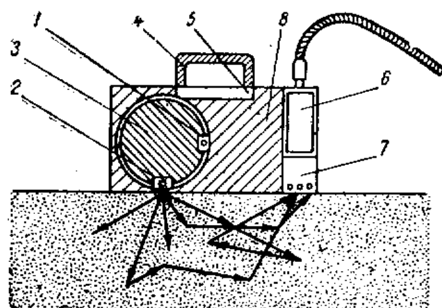


Fig. 3.13. Densimetru placă D.P. 1 cu radioizotopi:

1 — poziția sursei în repaus; 2 — poziția sursei în timpul lucrului; 3 — tamburul roților de plumb; 4 — mîner; 5 — dispozitiv de rotire a tamburului; 6 — preamplificator; 7 — camera contorilor; 8 — ecran de plumb.

Pentru determinarea umidității se utilizează beriliu preparat care eliberează neutroni rapizi care sînt încetiniți de atomii de hidrogen din moleculele de apă cuprinse în teren. Numărul neutronilor frînați înregistrați de contor sînt direct proporționali cu umiditatea terenului. Cu ajutorul graficelor de etalonare se determină umiditatea cu precizie de 2%.

Metoda prezintă multe avantaje fiind foarte rapidă și exactă însă ca dezavantaj se poate aminti că necesită personal calificat și autorizat și aparatură destul de costisitoare.

Metodele de determinare a caracteristicilor fizico-mecanice ale terenurilor de fundație la fața locului sînt multiple. În cadrul acestui capitol s-au prezentat o parte din ele, urmînd ca unele metode să fie prezentate în alte capitole.

4. CARACTERISTICILE FIZICE ALE PĂMÎNTURILOR

Pămînturile prezintă o structură complexă fiind formate din diverse minerale ; ele au fragmente cu dimensiuni sub 2 mm. Aşa cum s-a arătat, particolele solide ocupă numai o parte din volumul total al probei de pămînt. Echilibrul unei mase de pămînt este asigurat prin intermediul forţelor de frecare şi a celor de atracţie electromoleculară. Forţele de legătură dintre particole sînt cu mult mai slabe decît rezistenţa fiecărei particole privită izolat.

Pentru a putea aprecia comportarea pămînturilor, atît ca suport al fundaţiilor cît şi ca material de construcţii, trebuiesc cunoscute caracteristicile sale fizice şi mecanice.

Caracteristicile fizice de bază ale unui pămînt sînt : *greutatea specifică a scheletului mineral, greutatea specifică aparentă* denumită şi greutatea volumetrică şi *umiditatea*. Alături de cele trei caracteristici fizice principale se mai adaugă porozitatea, indicele porilor, limitele de consistenţă, gradul de îndesare, permeabilitatea. Caracteristicile mecanice ale pămînturilor sînt reprezentate prin rezistenţa la compresiune şi rezistenţa la forfecare, cu ajutorul cărora se determină modulul de deformaţie, unghiul de frecare interioară, coeziunea etc.

4.1. GREUTATEA SPECIFICĂ A SCHELETULUI MINERAL

Greutatea specifică a scheletului mineral sau a fazei solide, notată prin γ_s, reprezintă raportul dintre greutatea particulelor solide G_s şi volumul acestora V_s ; se exprimă cu ajutorul relaţiei :

$$\gamma_s = \frac{G_s}{V_s} \quad [\text{N/cm}^3]. \tag{4.1.}$$

Valoarea greutăţii specifice dă indicaţii asupra originii şi compoziţiei mineralogice a pămîntului respectiv, fiind folosită în mod auxiliar şi pentru determinarea altor caracteristici ale pămînturilor. Se determină în laborator folosind metoda picnometrului.

Materialul de cercetat — uscat mai întîi la aer şi apoi în etuvă la temperatură constantă de 105 °C — se pulverizează fin în mojar şi se omogenizează prin amestecare prelungită.

Din acest material se introduc apoi în picnometru (printr-o pîlnie) circa 30 cN. Prin cîntărirea picnometrului înainte şi după introducerea materialului, se determină — prin diferenţă — greutatea materialului uscat G_s introdus în picnometru.

Se toarnă apoi în picnometru apă distilată pînă ce acoperă materialul solid şi se fierbe pe o baie de nisip 10—15 minute. În timpul fierberii, materialul se amestecă cu o baghetă de sticlă. După fierbere, bagheta se spală cu apă distilată, apa de spălare introducîndu-se în picnometru pentru a nu se pierde din materialul solid.

Picnometrul se umple cu apă distilată, lăsîndu-se să se răcească într-un vas cu apă circa 20 ore la temperatura camerii (20° ± 1 °C). Se completează apoi picnometrul cu apă distilată, fiartă şi răcită, se măsoară temperatura lichidului şi se aplică dopul, avînd grijă ca tubul capilar al picnometrului să fie plin pînă la reper. Se şterge picnometrul la exterior cu hîrtie de filtru şi se determină prin cîntărire greutatea lui cu apă şi cu materialul introdus, obţinîndu-se valoarea G_{pas}.

Se goleşte picnometrul, se umple cu apă distilată pînă la reper şi se cîntăreşte obţinîndu-se valoarea G_{pa}.

Greutatea specifică se obţine prin calcul cu formula :

$$\gamma_s = \frac{G_s}{V_s} = \frac{G_s \gamma_w}{G_s + G_{pa} - G_{pas}}, \tag{4.2}$$

unde γ_w este greutatea specifică a apei, care practic se ia egală cu 1.

Valorile greutăţii specifice a pămînturilor variază, în general, între limite restrînse, de aceea este necesar să se stabilească cu exactitate de două zecimale.

La pămînturile obişnuite greutatea specifică variază între 2,60—2,90 cN/cm³. Valorile mari ale greutăţii specifice indică un conţinut bogat de minerale grele (oxizi de fier) ; o scădere sub normal a greutăţii specifice indică prezenţa de materii organice.

4.2. GREUTATEA SPECIFICĂ APARENTĂ (GREUTATEA VOLUMETRICĂ)

Dacă la determinarea volumului probei se iau în considerare şi golurile dintre particulele solide, atunci apare o nouă noţiune şi anume greutatea specifică aparentă, sau greutatea volumetrică.

Greutatea specifică aparentă γ_a este dată de raportul dintre greutatea pămîntului în stare naturală G şi volumul său V, exprimată prin relaţia :

$$\gamma_a = \frac{G}{V} \quad [\text{N/cm}^3], \tag{4.3}$$

Greutatea specifică aparentă variază, ca valoare, pentru acelaşi fel de pămînt în limite foarte largi, în funcţie de umiditatea lui. Limita inferioară se obţine atunci cînd pămîntul este uscat.

Greutatea specifică minimă γ_d se stabileşte cu relaţia :

$$\gamma_d = \frac{G_s}{V} \text{ [N/cm}^3\text{]}, \qquad (4.4.)$$

unde G_s este greutatea probei în stare uscată.

Cînd golurile din proba de pămînt sînt umplute total cu apă se obţine valoarea maximă a greutăţii specifice aparente exprimată prin relaţia :

$$\gamma_{sr} = \frac{G_s + V_p \gamma_w}{V} \text{ [N/cm}^3\text{]}, \qquad (4.5.)$$

în care V_p reprezintă volumul porilor.

Valoarea greutăţii specifice aparente a pămînturilor este folosită direct în problemele de stabilitate a pămînturilor, ziduri de sprijin, presiuni admise pe teren etc., sau auxiliar pentru determinarea altor caracteristici ale pămînturilor.

În laborator se folosesc mai multe metode de determinare :

— metoda pentru pămînturi necoezive, care nu-şi păstrează structura după extragerea din strat ;

— metoda pentru pămînturi coezive, care-şi păstrează structura după extragerea din strat.

4.2.1. METODA PENTRU PĂMÎNTURI NECOEZIVE

Greutatea specifică aparentă se determină în laborator folosind ştanţa cilindrică de metal, cu diametrul interior de 110 mm, fiind formată din cuţitul tăietor *a* şi ştanţa propriu-zisă *b* (fig. 4.1).

Pentru determinare se înfige ştanţa cilindrică în proba de pămînt şi se scoate împreună cu materialul de analizat ; se nivelează apoi cele două feţe de bază la înălţimea ştanţei.

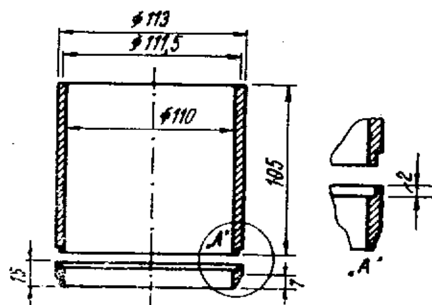


Fig. 4.1. Ştanţa cilindrică.

Prin cîntărire se determină greutatea ştanţei cu material ; se obţine valoarea G_1. Cunoscîndu-se greutatea ştanţei goale G_2, precum şi volumul interior al ştanţei V, greutatea specifică aparentă se obţine cu formula :

$$\gamma_a = \frac{G}{V} = \frac{G_1 - G_2}{V} \text{ [N/cm}^3\text{]}. \qquad (4.6)$$

Pentru fiecare probă de pămînt se vor face cel puţin trei determinări, iar în cazul cînd rezultatele diferă cu mai mult de 1% raportat la valoarea minimă, determinarea se repetă. Dacă diferenţa este mai mică de 1%, se ia ca rezultat media aritmetică a determinărilor. În cazul cînd nu se dispune de material suficient, se admite şi executarea a două determinări.

4.2.2. METODE PENTRU PĂMÎNTURI COEZIVE

Stabilirea volumului pămînturilor coezive în vederea determinării greutăţii specifice aparente se poate efectua cu ştanţa, prin imersiunea probei parafinate în apă sau în mercur.

4.2.2.1. Metoda de determinare cu ajutorul ştanţei

Pentru determinarea greutăţii specifice aparente se foloseşte metodologia descrisă anterior, iar interpretarea rezultatelor se face ca şi la pămînturile necoezive.

4.2.2.2. Metoda de determinare prin imersiunea probei parafinate în apă

Din proba de pămînt de analizat se ia o bucată cu greutatea de 100—150 cN, pe cît posibil avînd o formă regulată şi se cîntăreşte obţinîndu-se valoarea G.

Se cufundă apoi proba timp de o secundă într-un vas cu parafină topită şi se scoate pentru a se întări învelişul de parafină. Se repetă operaţia cu durata cufundării ceva mai lungă, spre a se depune al doilea strat de parafină.

Proba astfel parafinată se cîntăreşte întîi liber, obţinîndu-se valoarea G_1 iar apoi cufundată în apă, obţinîndu-se valoarea G_2.

Greutatea specifică aparentă se calculează cu relaţia :

$$\gamma_a = \frac{G}{V} = \frac{G\gamma_w\gamma_p}{(G_1 - G_2)\gamma_p - (G_1 - G)\gamma_w}, \qquad (4.7)$$

în care γ_p este greutatea specifică a parafinei (se ia aproximativ 0,9 cN/cm³)

Ca şi în cazul precedent, pentru fiecare probă de pămînt se fac trei determinări ; cînd rezultatele diferă cu mai mult de 1% din valoarea minimă, determinările se repetă ; dacă diferenţa este mai mică, se consideră ca rezultat media aritmetică a celor trei determinări.

În cazul cînd laboratorul nu are balanţă hidrostatică pentru determinarea greutăţii probei cufundate în apă, volumul probei se poate determina simplu, introducînd proba parafinată într-un cilindru gradat umplut parţial cu apă. Diferenţa de citiri, făcute pe cilindru înainte şi după introducerea probei, reprezintă volumul probei inclusiv a stratului de parafină.

Greutatea specifică aparentă se determină cu relaţia :

$$\gamma_a = \frac{G}{V_1 - \frac{G_1 - G}{\gamma_p}} = \frac{G\gamma_p}{V_1\gamma_p - G_1 + G}, \tag{4.8}$$

unde :

G este greutatea probei (neparafinată) ·
V_1 — volumul probei parafinate (citit pe cilindrul gradat) ;
γ_p — greutatea specifică a parafinei (0,9 cN/cm³) ;
G_1 — greutatea probei parafinate.

Greutatea specifică aparentă variază, în general, între 1,50 şi 2,00 cN/cm³, în funcţie de gradul de umiditate şi de îndesare al pămîntului.

4.3. UMIDITATEA

Umiditatea w unui pămînt se defineşte ca raportul dintre greutatea apei conţinută în probă G_a şi greutatea scheletului solid G_s ; se exprimă cu relaţia :

$$w = \frac{G_a}{G_s}, \tag{4.9}$$

sau în procente :

$$w = 100\frac{G_a}{G_s} \ [\%]. \tag{4.9'}$$

Determinarea umidităţii se face pe probe tulburate sau netulburate, special recoltate în acest scop, sau pe probe destinate altor încercări. Pentru determinare se ia din porţiunea mijlocie a probei de analizat o cantitate de circa 10—15 cN greutate şi se pune într-un recipient (poate fi şi sticlă de ceas sau fiolă), care se închide imediat. Se cîntăreşte proba astfel pregătită obţinînd greutatea G_1. După cîntărire, proba se supune uscării în etuvă la temperatura de 105 °C, pînă la obţinerea unei greutăţi constante, recipientul fiind deschis pe timpul uscării. Durata minimă de uscare este 6 ore pentru pămînturi nisipoase şi 12 ore pentru cele argiloase (durata maximă este de 24 ore pentru toate categoriile de pămînturi).

Uscarea se perfectează în exicator cu clorură de calciu, unde proba se lasă 15—30 minute. Se închide apoi capacul recipientului şi se cîntăreşte din nou împreună cu proba care este de astă dată în stare uscată, obţinîndu-se greutatea G_2.

Dacă G_3 este greutatea recipientului, umiditatea se determină cu relaţia :

$$w = 100\frac{G_1 - G_2}{G_2 - G_3} \ [\%]. \tag{4.10}$$

Pentru fiecare probă se fac trei determinări, luîndu-se ca rezultat media lor aritmetică.

Metoda prezentată are dezavantajul că necesită un timp destul de îndelungat, datorită timpului necesar pentru uscare în etuvă.

Pentru nisipuri, o metodă mult mai rapidă de determinare a umidităţii naturale este inundarea. Într-un cilindru gradat se toarnă o cantitate de apă de volum V_1 care se citeşte iniţial. În această apă se introduce o cantitate G din nisipul a cărui umiditate trebuie determinată. Nivelul apei se va ridica în vas la o altă gradaţie (corespunzătoare volumului V_2) rezultînd un spor de volum ΔV care reprezintă creşterea volumului (fig. 4.2) după introducerea materialului în cilindrul gradat ($V_2 - V_1 = \Delta V$). Relaţia de calcul a umidităţii este [25] :

$$w = 100\frac{\left[\Delta V - \frac{G}{\gamma_s}\right]\gamma_w}{G - \Delta V\gamma_w} \ [\%], \tag{4.11}$$

sau considerînd $\gamma_w = 1$ rezultă :

$$w = 100\frac{\Delta V - \frac{G}{\gamma_s}}{G - \Delta V}. \tag{4.11'}$$

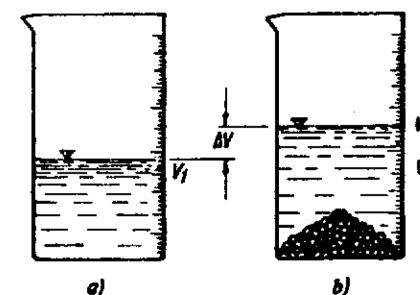


Fig. 4.2. Cilindru gradat :
a — iniţial; b — cu material nisipos.

4.4. GRADUL DE UMIDITATE

Porii pămîntului pot fi parţial sau total umpluţi cu apă. Raportul dintre umiditatea naturală a pămîntului şi umiditatea în stare de saturaţie w_{sat} se numeşte grad de umiditate S_r şi variază obişnuit între 0 şi 1.

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}} = \frac{G_a}{G_{a\,sat}}. \tag{4.12}$$

Umiditatea maximă sau umiditatea de saturaţie w_{sat} se stabileşte experimental, determinînd umiditatea unei probe de pămînt saturat cu apă sau prin calcul folosind relaţiile de legătură dintre caracteristicile fizice ale pămîntului :

$$w_{sat} = \frac{G_{a\,sat}}{G_s} = \frac{V_p\gamma_w}{V_s\gamma_s} = \frac{e\gamma_w}{\gamma_s}, \tag{4.13}$$

în care :

V_p este volumul porilor din proba de pămînt ;
V_s — volumul particulelor solide din proba de pămînt ;
$\frac{V_p}{V_s} = e$ — indicele porilor ;
γ_s — greutatea specifică a probei.

La pămînturile cu contracţii mari volumul porilor corespunde volumului maxim al probei.

După valorile gradului de umiditate pămîntul se clasifică în acest fel :

— uscat $0 \leqslant S_r \leqslant 0,4$;
— umed $0,4 < S_r \leqslant 0,8$;
— foarte umed $0,8 < S_r \leqslant 0,9$;
— practic saturat $0,9 < S_r \leqslant 1,0$;

4.5. POROZITATEA

Porozitatea exprimă raportul dintre volumul porilor şi volumul pămîntului considerat :

$$n = \frac{V_p}{V}, \tag{4.14}$$

sau în procente :

$$n = 100\frac{V_p}{V} \ [\%], \tag{4.14'}$$

unde :

V_p este volumul golurilor din proba de pămînt ;
V — volumul total al probei.

Stabilirea porozităţii pămîntului se face prin metoda indirectă, avînd la dispoziţie o probă cu structura netulburată, recoltată cu ajutorul unei ştanţe cilindrice de volum V.

În acest scop, porozitatea se exprimă în modul următor :

$$n = \frac{V_p}{V} = \frac{V - V_s}{V} = \frac{V - \frac{G_s}{\gamma_s}}{V} = 1 - \frac{G_s}{V\gamma_s}, \tag{4.15}$$

sau în procente :

$$n = 100 - \frac{100\,G_s}{V\gamma_s} \ [\%]. \tag{4.15'}$$

4.6. INDICELE PORILOR

Indicele porilor e este raportul dintre volumul porilor şi volumul fazei solide pentru pămîntul considerat :

$$e = \frac{V_p}{V_s}. \tag{4.16}$$

Se determină la fel ca porozitatea pe cale indirectă, folosind încercările pe probe netulburate. Indicele porilor se mai poate exprima în felul următor :

$$e = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{V - \frac{G_s}{\gamma_s}}{\frac{G_s}{\gamma_s}} = \frac{V\gamma_s}{G_s} - 1. \tag{4.17}$$

Între n şi e există o relaţie de legătură directă, adică :

$$n = \frac{e}{1+e} \quad \text{sau} \quad e = \frac{n}{1-n}. \tag{4.18}$$

Porozitatea şi indicele porilor variază în limite destul de largi şi depind de structura pămînturilor.

În cazul pămînturilor argiloase, datorită structurii lor floculare sau în fagure şi a dimensiunilor reduse a particulelor solide, porozitatea este mai mare ca în cazul nisipurilor.

La nisipuri limitele de variaţie sînt aproximativ 33% şi 50%. La acestea, porozitatea depinde de forma particulelor şi de gradul de neuniformitate a lor.

Porozitatea nisipurilor variază puţin la încercări statice în schimb la acţiuni dinamice cum ar fi cele date de fundaţiile de maşini, baterea piloţilor, cutremure etc., porozitatea suferă modificări substanţiale.

4.7. GRADUL DE ÎNDESARE

În cazul pămînturilor, mai ales a nisipurilor, porozitatea exprimată prin n sau e nu dă indicații suficiente asupra stării de afînare sau îndesare a materialului. Pe lîngă porozitatea naturală a terenului, trebuie cunoscute și stările limită între care această caracteristică poate să varieze, adică starea cea mai afînată și cea mai îndesată a pămîntului cercetat. Cunoscînd aceste limite, gradul de îndesare I_D se exprimă prin formula :

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}. \tag{4.19}$$

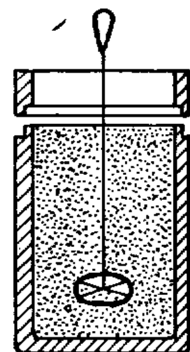
Gradul de îndesare variază între 0 și 1. Cu ajutorul lui se poate aprecia starea de compactare (îndesare) a terenului respectiv, pămînturile clasificîndu-se în afînate (dacă I_D este mai mic ca 0,33), cu îndesare mijlocie (I_D cuprins între 0,33 și 0,66) și îndesate (I_D mai mare ca 0,66).

Pentru determinarea gradului de îndesare, pe lîngă valoarea lui e (stabilită înainte), mai trebuie deci cunoscute valorile e_{max} și e_{min}.

4.7.1. STABILIREA VALORII MAXIME A INDICELUI PORILOR

Proba de examinat se usucă în etuvă la o temperatură constantă de 105 °C și în exicatorul cu clorură de calciu. Materialul se sfarmă apoi în mojar și se toarnă cu grijă și încet — cu ajutorul pîlniei — în cilindrul cu guler, în care se află și roata cu spițe, ridicînd pîlnia în sus pe măsura turnării probei, astfel ca pămîntul să nu cadă de la înălțime prea mare.

După ce s-a umplut, se scoate roata cu spițe — rotind-o pe măsură ce se ridică — și apoi îndepărtînd gulerul (fig. 4.3) se nivelează materialul la gura vasului, fără a-l îndesa. Se consideră că în felul acesta s-a obținut o afînare maximă.


Fig. 4.3. Cilindru cu guler.

Se determină greutatea G_1 a vasului cu materialul afînat și greutatea G_2 a vasului gol.

Cunoscîndu-se greutatea specifică și volumul V al vasului, porozitatea rezultă ușor din relația :

$$n_{max} = 100\,\frac{V - V_s}{V} = 100\left(1 - \frac{G_1 - G_2}{\gamma_s V}\right) \; [\%], \tag{4.20}$$

iar

$$e_{max} = \frac{n_{max}}{100 - n_{max}}. \tag{4.21}$$

4.7.2. STABILIREA VALORII MINIME A INDICELUI PORILOR

Se face în mod analog, numai că proba de analizat se așază în vasul cilindric cu guler într-o stare foarte îndesată. Pentru aceasta, nisipul uscat se toarnă în vas în straturi subțiri de 5 cm și fiecare strat se îndească prin batere cu un mai mecanic, cu un ciocan de cauciuc, sau prin metode speciale folosind pentru îndesare vibrarea. După îndesare se scoate gulerul, se nivelează proba și se cîntărește vasul plin (împreună cu proba de pămînt) obținîndu-se greutatea G_1. Cunoscîndu-se greutatea vasului gol G_2, volumul și greutatea specifică a materialului γ_s, se procedează la determinarea porozității ca și în cazul precedent, adică :

$$n_{min} = 100\left(1 - \frac{G_1 - G_2}{\gamma_s V}\right) \; [\%]$$

și

$$e_{min} = \frac{n_{min}}{100 - n_{min}}. \tag{4.22}$$

Cunoscînd valorile e, e_{max} și e_{min} se poate calcula ușor gradul de îndesare al pămîntului folosind expresia cunoscută (4.19).

4.8. CAPACITATEA DE ÎNDESARE

O caracteristică fizică proprie fiecărui fel de pămînt necoeziv este capacitatea de îndesare D_t :

$$D_t = \frac{e_{max} - e_{min}}{e_{min}}. \tag{4.23}$$

Capacitatea de îndesare la nisipuri are valori între 0,35 și 0,70. Cu cît este mai mare capacitatea de îndesare cu atît pămîntul considerat poate avea variații mai mari a volumului și deci tasări mai mari sub construcții.

4.9. LIMITELE DE CONSISTENȚĂ A PĂMÎNTURILOR COEZIVE

Consistența pămînturilor de argilă, argilă prăfoasă și nisipoasă variază în funcție de conținutul de apă, între limite foarte largi, de la starea curgătoare pînă la starea vîrtoasă și tare. Stările de consistență sînt caracterizate prin limitele de consistență și anume : limita de curgere și de frămîntare. Limitele au caracter convențional, sînt însă în așa fel stabi-

lite ca să corespundă anumitor schimbări calitative a proprietăţilor pămînturilor considerate. De exemplu :

— umiditatea la limita de curgere, sporită cu o valoare foarte mică, transformă pămîntul într-o stare curgătoare vîscoasă şi-l face necorespunzător ca teren de fundaţie, în această stare distanţa dintre granule este mai mare ca distanţa pînă la care acţionează forţele electromoleculare.

— la umiditatea corespunzătoare limitei de frămîntare pămîntul nu mai conţine apă liberă, devine practic impermeabil, iar deformabilitatea sa creşte considerabil, chiar la un spor mic al umidităţii peste limita de frămîntare.

4.9.1. MODUL DE DETERMINARE A LIMITEI DE CURGERE

Limita de curgere se notează cu w_L [%].

Pentru una din metodele de stabilire a limitei de curgere se foloseşte aparatul Cassagrande (fig. 4.4.).

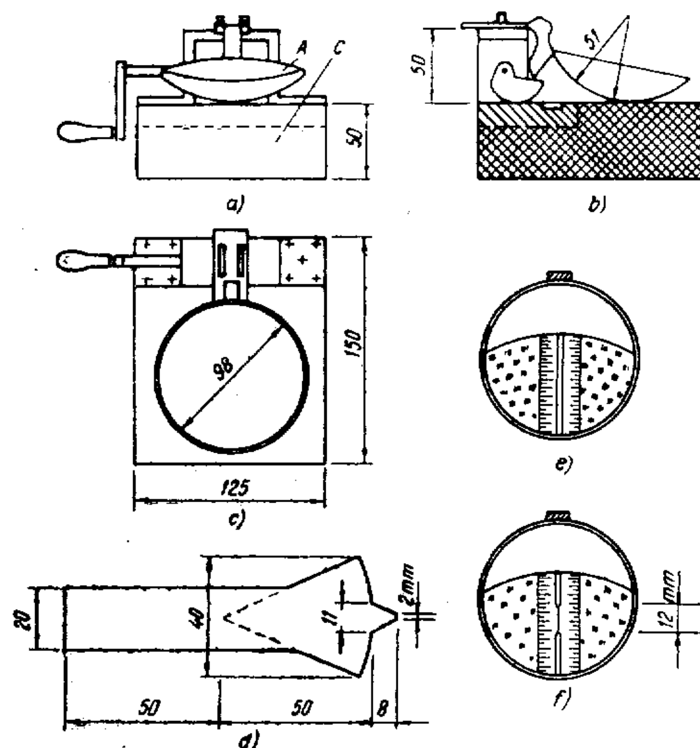


Fig. 4.4. Aparatul Cassagrande :
a — vedere din faţă; b — secţiune; c — vedere de sus; d — spatulă; e — dîra înainte de încercare; f — dîra după căderea cupei.

Materialul în greutate de cca 100 cN, bine omogenizat şi amestecat cu apă distilată ca să formeze o pastă plastică moale, se introduce în cupa aparatului (v. A din fig. 4.4.). Cu o spatulă se trasează în material o dîră pînă la fundul cupei.

Prin învîrtirea manivelei cupa se ridică la 1 cm înălţime şi cade pe postament. Dacă după 25 de căzături, dîra se închide pe o lungime de 12 mm, umiditatea probei din jurul dîrei este limita de curgere sau limita superioară de plasticitate.

Limita de curgere se stabileşte prin interpolare grafică după ce s-au efectuat cel puţin două determinări pe paste preparate cu umiditate diferită. Astfel se trasează dîra în materialul preparat, se învîrteşte manivela aparatului, lăsînd cupa să cadă de la 1 cm înălţime, de atîtea ori pînă ce dîra se închide pe lungimea de 12 mm. Dacă numărul căzăturilor n_1 este mai mare de 25, umiditatea corespunzătoare w_1 a fost prea mică ; se repetă încercarea adăugînd apă la probă şi se obţine altă pereche de valori n_2 şi w_2.

Limita de curgere se stabileşte făcînd interpolarea grafică într-un sistem de coordonate, punînd umiditatea pe axa verticală şi numărul căzăturilor n, în scară logaritmică, pe axa orizontală. Ştiind că în cazul acesta variaţia între n şi w este lineară, se obţine limita de curgere în dreptul lui $n=25$ (fig. 4.5).

Se recomandă să se repete operaţia de cel puţin două ori, făcîndu-se media rezultatelor obţinute.

Un alt aparat pentru determinarea limitei de curgere este conul lui Vasiliev (fig. 4.6). Conul are unghiul la vîrf de 30°, greutatea totală a aparatului fiind de 76 cN. Pămîntul amestecat cu apă are umiditatea corespunzătoare limitei de curgere dacă conul se cufundă în materialul preparat 10 mm, sub greutatea proprie.

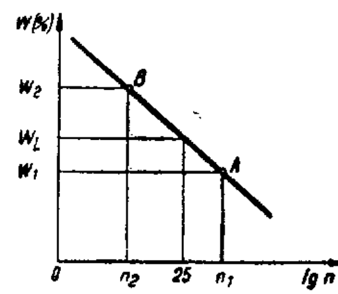


Fig. 4.5. Stabilirea limitei de curgere.

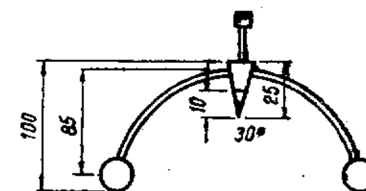


Fig. 4.6. Conul lui Vasiliev.

4.9.2. LIMITA DE FRĂMÎNTARE

Limita de frămîntare sau limita inferioară de plasticitate notată cu w_p este definită ca umiditatea pe care o au cilindrii formaţi din proba de pămînt prin rulare, pe o hîrtie sugativă, în momentul cînd încep să fisureze, la diametrul de 3—4 mm.

Pentru determinare se procedează astfel : materialul de analizat se trece prin răzătoare, se frămîntă pentru a fi omogenizat şi se adaugă apă numai dacă materialul este prea uscat, pentru a se putea face o pastă consistentă ; se formează apoi prin rulare, cu palma pe o hîrtie sugativă, cilindrii de 3—4 mm diametru. Dacă umiditatea materialului este mai mare ca limita de frămîntare cilindrii nu fisurează, în care caz materialul se strînge şi se formează din nou cilindrii ; operaţia se repetă pînă ce conţinutul de apă scade iar cilindrii încep să fisureze.

Se determină apoi pentru aceşti cilindri umiditatea după metoda cunoscută. Pentru fiecare probă se fac 2—3 determinări paralele cu cîte 5 cilindri fiecare. Se cere ca diferenţele dintre două determinări să nu depăşească 1% pentru nisipuri argiloase şi 2% pentru argile nisipoase sau argile, în caz contrar, determinarea se reface.

Valoarea finală w_p se obţine făcînd media aritmetică a determinărilor efectuate pentru aceeaşi probă.

4.10. INDICELE DE PLASTICITATE

Indicele de plasticitate este diferenţa dintre limita de curgere şi limita de frămîntare :

$$I_p = w_L - w_p. \qquad (4.24)$$

Este o valoare importantă pentru pămînturi şi caracterizează intervalul plastic, adică reprezintă intervalul de umiditate în limita căruia un pămînt se poate deforma, păstrîndu-şi volumul constant.

Limitele de curgere şi de frămîntare, care definesc indicele de plasticitate, au valori constante pentru acelaşi fel de pămînt ; rezultă că şi indicele de plasticitate este o valoare constantă caracteristică fiecărui pămînt.

Clasificarea pămînturilor cu ajutorul indicelui de plasticitate se face astfel :

— pămînt neplastic	$I_p = 0$,	de ex. nisip curat ;
— pămînt cu plasticitate redusă	$0 < I_p \leqslant 10$,	de ex. nisip argilos ;
— pămînt cu plasticitate mijlocie	$10 < I_p \leqslant 20$,	de ex. argilă nisipoasă ;
— pămînt cu plasticitate mare	$20 < I_p \leqslant 35$,	de ex. argilă slabă ;
— pămînt cu plasticitate foarte mare	$I_p > 35$,	ex. argilă grasă.

Indicele de plasticitate este o valoare care după cum s-a arătat serveşte la clasificarea pămînturilor coezive. Clasificarea pămînturilor după indicele de plasticitate vine să întregească clasificarea făcută cu ajutorul mărimii granulelor. De asemenea, indicele de plasticitate dă indicaţii şi asupra mărimii coeziunii pămînturilor, care creşte odată cu creşterea indicelui de plasticitate.

4.11. INDICELE DE CONSISTENŢĂ

Calităţile mecanice ale argilelor, adică rezistenţa la compresiune, la forfecare, unghiul de frecare etc., depind de consistenţa pămînturilor.

Indicele de consistenţă exprimă cantitativ starea de consistenţă a pămîntului, cuprinsă între cele două stări extreme posibile, starea solidă şi starea curgătoare.

Indicele de consistenţă este definit ca :

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_p}, \qquad (4.25)$$

unde w este umiditatea naturală a pămîntului.

În intervalul plastic, indicele de consistenţă variază între 0 şi 1. Poate avea însă şi valori negative cînd $w < w_L$ sau valori mai mari decît 1 atunci cînd $w < w_p$.

După valoarea indicelui de consistenţă pămînturile se clasifică după cum urmează :

— pămînt curgător	$I_c \leqslant 0$;
— pămînt plastic curgător	$0 < I_c \leqslant 0,25$;
— pămînt plastic moale	$0,25 < I_c \leqslant 0,50$;
— pămînt plastic consistent	$0,50 < I_c \leqslant 0,75$;
— pămînt plastic vîrtos	$0,75 < I_c \leqslant 1,00$;
— pămînt tare	$I_c > 1$.

Indicele de consistenţă are o importanţă deosebită pentru pămînturile coezive, similară cu a gradului de îndesare pentru nisipuri. Pămînturile cu un indice de consistenţă mic, sînt pămînturi cu o rezistenţă foarte mică. Cu cît indicele de consistenţă este mai mare, cu atît creşte şi rezistenţa pămîntului şi deci şi presiunea care se poate admite sub fundaţii.

5. REZISTENȚA LA FORFECARE A PĂMÎNTURILOR

5.1. LEGEA LUI COULOMB PENTRU PĂMÎNTURI NECOEZIVE ȘI COEZIVE

Pămînturile sub sarcinile transmise de construcții se deformează prin micșorarea porozității. În decursul acestui proces de îndesare se îmbunătățesc caracteristicile mecanice. În prima etapă a deformației se observă mai mult o deplasare verticală a particulelor. Deplasările orizontale sînt mai mici ca cele verticale din cauza presiunilor laterale care sînt mai reduse. Pe măsură ce crește îndesarea, deformațiile orizontale devin mai pronunțate. După ce îndesarea, în regiunea de sub fundații, a atins o anumită valoare, se produc suprafețe de alunecare care tind spre o suprafață continuă; ruperea terenului se produce prin depășirea rezistenței la forfecare.

Forța de frecare T dintre două corpuri care sînt în contact pe o oarecare suprafață ΔA se exprimă prin relația:

$$T=N \operatorname{tg} \rho, \tag{5.1}$$

unde:

N este forța normală pe suprafața de contact;
ρ — unghiul frecării dintre cele două corpuri.

Dacă se împarte relația (5.1) cu ΔA și se notează:

$$\frac{T}{\Delta A}=\tau, \quad \text{iar} \quad \frac{N}{\Delta A}=\sigma$$

se obține:

$$\tau=\sigma \operatorname{tg} \rho. \tag{5.2}$$

În realitate, forfecarea pămînturilor nu se produce pe o suprafață continuă. Legăturile dintre particulele pămînturilor, ca medii disperse, fiind mult mai slabe decît acelea dintre elementele componente ale fazei solide a acestor particule, forfecarea se poate produce numai pe suprafețele de contact dintre granule, așa cum se arată în figura 5.1.

Prelungind suprafețele de contact dintre granule pînă la întretăierea lor se obține o suprafață poliedrică, care în secțiune apare ca o linie poligonală (fig. 5.1). Prin forfecarea pămîntului nu se produc numai alunecări



Fig. 5.1. Forfecarea pămînturilor.

în jurul punctelor de contact arătate în figura 5.1; granulele vor fi antrenate și deplasate pe o anumită fișie din jurul linie A—B. Grosimea acestei fîșii este în funcție de mărimea granulelor. Se consideră ca rezistență la forfecare suma componentelor în direcția AB a tuturor forțelor care apar pe unitatea de suprafață în decursul alunecării. Unghiul de frecare ce apare în aceste condiții se notează cu Φ și se numește *unghiul de frecare interioară*. El este diferit de unghiul frecării dintre două corpuri pe o suprafață bine determinată și care s-a notat cu ρ.

La pămînturile necoezive rezistența la forfecare se datorește numai forței de frecare dintre particule. Relația (5.2) în cazul pămînturilor necoezive ia forma:

$$\tau=\sigma \operatorname{tg} \Phi, \tag{5.3}$$

în care:

σ este efortul unitar normal;
Φ — unghiul de frecare interioară.

În cazul pămînturilor coezive, rezistența la forfecare este dată de relația:

$$\tau=\sigma \operatorname{tg} \Phi+c, \tag{5.4}$$

unde c este coeziunea specifică a pămîntului respectiv.

Valorile Φ și c se consideră constante pentru o anumită stare a pămîntului. Valoarea lor se stabilește prin încercări de laborator.

Relațiile (5.3) și (5.4) reprezintă legea lui Coulomb pentru cele două categorii de pămînturi: necoezive și coezive. Ele exprimă principiul foarte important în teoria la ruperea mediilor disperse, conform căruia rezistența la forfecare variază liniar cu efortul unitar σ, pe suprafața de rupere.

5.2. CERCUL LUI MOHR ȘI CURBA INTRINSECĂ

Se știe că starea spațială de tensiune într-un punct al mediului omogen și izotrop este definită prin cele trei eforturi unitare principale σ_{I}, σ_{II} și σ_{III}. Cu ajutorul acestora se poate exprima valoarea eforturilor unitare normale și tangențiale pentru oricare element de suprafață din punctul considerat

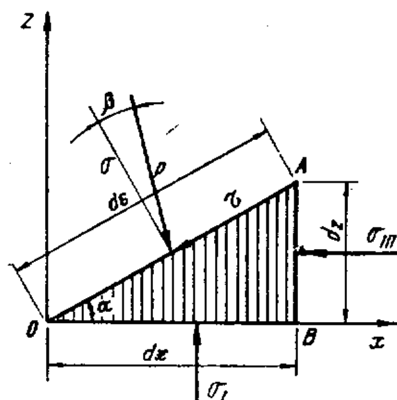


Fig. 5.2. Eforturile σ și τ în funcție de eforturile principale σ_I și σ_{III}.

Fie OAB o prismă elementară (figura 5.2) în interiorul unui corp, avînd dimensiunile în planul xoz ; ds, dx și dz, iar perpendicular pe acest plan o grosime egală cu unitatea de lungime. Direcțiile ox și oz sînt considerate direcții principale. Se izolează această prismă de restul corpului și se examinează condițiile de echilibru pentru forțele care acționează asupra ei.

Pe suprafețele de lungime dx și dz, datorită solicitărilor exterioare, acționează eforturile unitare principale σ_I și σ_{III}, normale pe axele ox respectiv oz. Aceste tensiuni vor da naștere pe suprafața oA tensiunii p, care se descompune în componentele σ (normală) și τ, (tangențială) la suprafața $dA=ds.1$. Scriind condițiile de echilibru pentru prisma OAB, rezultă :

$$\sigma ds.1=\sigma_I dx.1\cos\alpha+\sigma_{III}dz.1\sin\alpha$$

$$\tau ds.1=\sigma_I dx.1\sin\alpha-\sigma_{III}dz.1\cos\alpha$$

de unde :

$$\sigma=\sigma_I\cos^2+\sigma_{III}\sin^2\alpha$$

$$\tau=(\sigma_I-\sigma_{III})\sin\alpha\cos\alpha, \qquad (5.5)$$

sau prin transformări trigonometrice :

$$\sigma=\frac{\sigma_I+\sigma_{III}}{2}+\frac{\sigma_I-\sigma_{III}}{2}\cos 2\alpha, \qquad (5.6)$$

$$\tau=\frac{\sigma_I-\sigma_{III}}{2}\sin 2\alpha. \qquad (5.6')$$

Valorile lui σ se consideră pozitive cînd reprezintă compresiune, deoarece în mecanica pămînturilor, în marea majoritate a cazurilor, există numai solicitări la compresiune.

Cu ajutorul ecuațiilor (5.6) și (5.6′) se pot calcula valorile tensiunilor σ și τ, dacă se cunosc eforturile unitare principale σ_I și σ_{III} și poziția elementului de suprafață cercetat, definită prin mărimea unghiului α. O reprezentare grafică simplă și clară a stării de tensiune se poate face cu ajutorul cercului tensiunilor, numit cercul lui Mohr.

Se ia un sistem de coordonate $\sigma O\tau$ cu direcția și sensul axelor arătate în figura 5.3.

Pe abscisă se desenează într-o anumită scară eforturile unitare principale de compresiune σ_I și σ_{III}. Cu diametrul $\sigma_I-\sigma_{III}$ se trasează cu centrul în A, un cerc. Luînd un punct F pe cerc, se vede ușor că mărimea coordonatelor acestui punct $\sigma=OM$ și $\tau=MF$ corespund valorile determinate prin formulele (5.6) și (5.6′).

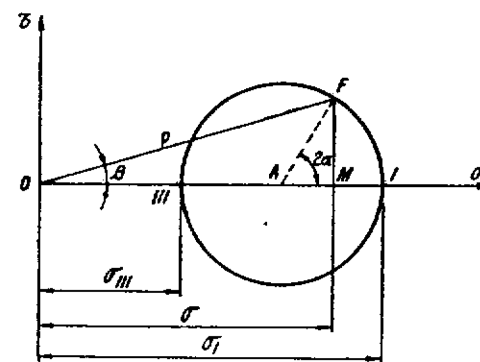


Fig. 5.3. Cercul lui Mohr.

În cercul lui Mohr, unghiul 2α apare între segmentele AI și AF (fig. 5.3) ; în cercul lui Mohr unghiul pozitiv se desenează deasupra axei σ.

Mărimea OF corespunde tensiunii totale p de pe elementul de suprafață dA.

Coordonatele punctelor situate pe semicercul de deasupra abscisei dau tensiunile σ și τ din punctul considerat, care formează cu direcția principală ox un unghi cuprins între 0° și 90°. Coordonatele punctelor situate pe semicercul de sub abscisă reprezintă tensiunile pentru elementele de suprafață care includ cu direcția principală ox un unghi avînd valorile cuprinse între 90° și 180°.

Punctele cercului lui Mohr reprezintă tensiunile trasate printr-un punct al mediului cercetat, pentru o singură stare de solicitare, definită prin eforturile unitare principale σ_I, σ_{III}. Dacă tensiunea tangențială atinge valoarea limită a rezistenței la forfecare, pe o singură suprafață, se zice că mediul respectiv se găsește în stare de echilibru limită pe această suprafață. Cum valoarea limită a rezistenței la forfecare depinde de valoarea tensiunii normale σ, care și ea este o funcție a eforturilor unitare principale σ_I, σ_{III} pot exista infinit de multe rapoarte $\frac{\sigma_I}{\sigma_{III}}$, deci infinit de multe stări de solicitare, care provoacă starea de echilibru limită avînd $\tau=\tau_r$.

Se reprezintă într-un sistem de coordonate $\sigma O\tau$ tensiunile totale $p_1=OF_1$, $p_2=OF_2, \ldots p_n=OF_n$ a căror componente tangențiale τ_1, $\tau_2, \ldots \tau_n$ ating valorile limită ale rezistenței la forfecare τ_{r_1}, $\tau_{r_2} \ldots \ldots \tau_{r_i} \ldots \tau_{r_n}$.

Unghiurile dintre p_1, $p_2 \ldots p_n$ și tensiunea normală se notează cu β_1, $\beta_2, \ldots \beta_n$ (fig. 5.4).

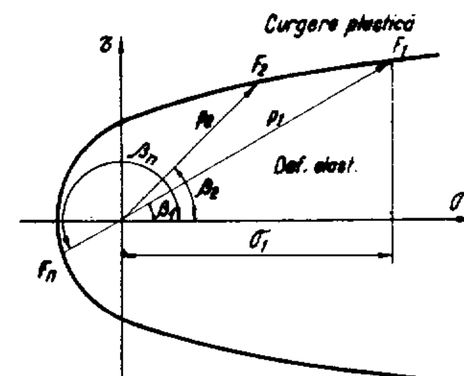


Fig. 5.4. Curba intrinsecă.

Locul geometric al punctelor F_1, $F_2 \ldots F_n$ reprezintă curba intrinsecă. Punctele de pe curba intrinsecă unite cu originea sistemului de coordonate dau tensiuni, care sporite cu o valoare infinit de mică vor provoca deformări de mărime finită în mediul considerat, adică starea de curgere plastică. Toate tensiunile care rezultă din unirea punctelor, din interiorul curbei intrinseci, cu originea sistemului de coordonate vor provoca în mediul respectiv numai deformații elastice sau elastico-plastice, caracterizate prin aceea că unor sporuri infinit de mici ale tensiunilor le corespund deformații tot infinit de mici.

Curba intrinsecă desparte domeniul tensiunilor, care produc deformații elastice și elastico-plastice de acelea care provoacă curgerea plastică.

Se obține o reprezentare foarte clară a stării de tensiune într-un mediu considerat suprapunînd curba intrinsecă cercului lui Mohr. Cercurile lui Mohr care pot fi desenate în interiorul curbei intrinseci reprezintă stări de solicitări cu echilibrul asigurat. Cercurile tangente la curba intrinsecă indică existența tensiunilor și a elementului de suprafață pe care apare pericolul curgerii plastice. Cu această interpretare curba intrinsecă poate fi definită ca înfășurătoarea cercurilor lui Mohr reprezentînd stările limită pentru diferite solicitări.

În cazul pămînturilor, ramura dreaptă din curba intrinsecă reprezintă dreapta lui Coulomb, a cărei ecuație a fost redată în relațiile (5.3) și (5.4).

Starea echilibrului limită este reprezentată de cercul lui Mohr tangent la dreptele lui Coulomb (fig. 5.5, *a*, *b*).

În cazul în care dreapta lui Coulomb taie cercul lui Mohr, s-a depășit echilibrul limită, adică s-a produs ruperea terenului, iar cînd cercul lui Mohr se află în interiorul curbei intrinseci, fără a fi tangent la aceasta, înseamnă că în punctul examinat tensiunile sînt mai mici decît cele limită, deci nu are loc ruperea terenului.

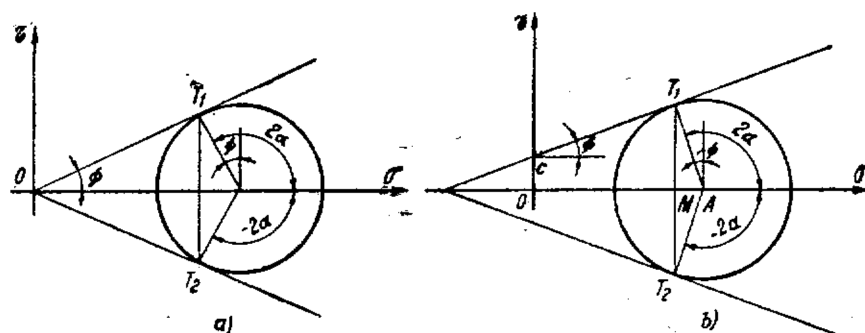


Fig. 5.5. Starea echilibrului limită:
a — pămînturi necoezive; *b* — pămînturi coezive.

5.3. APARATE FOLOSITE PENTRU ÎNCERCĂRILE DE FORFECARE

Determinarea rezistenței la forfecare în laborator, și prin aceasta stabilirea unghiului de frecare interioară Φ și a coeziunii *c*, se face cu 3 feluri de aparate folosite mai frecvent:
— aparat pentru forfecare directă;
— aparat pentru compresiune monoaxială;
— aparat pentru compresiune triaxială.

5.3.1. APARATUL PENTRU FORFECARE DIRECTĂ

Aparatul se compune din două casete, una fixă, cealaltă deplasabilă în direcție orizontală (fig. 5.6). Proba supusă încercării se introduce în casete, fiind așezată între două pietre poroase, care pe suprafața de contact cu proba sînt prelucrate cu niște zimți, pentru a transmite eforturile orizontale cît mai uniform pe toată suprafața probei.

Pietrele poroase se inundă cu apă la începutul încercării, pentru a elimina efectul capilar, și pentru a permite eliminarea surplusului de apă în decursul încercării (cînd este cazul).

Mărimea casetelor se ia corespunzătoare cu diametrul particulelor materialului cercetat. Pentru nisipuri prăfoase se alege o secțiune pătrată sau dreptunghiulară de cca. 50 cm^2, pentru nisipuri cu pietriș de 100 cm^2, iar pentru pietrișuri, prundișuri se folosesc casete mari, cu secțiunea de 900 cm^2. Înălțimea probei se alege de 1/4—1/5 din lățimea ei.

Un dezavantaj al metodei îl constituie faptul că forfecarea se produce după o suprafață plană determinată de limita de separație a celor două casete, și orice neuniformități ale probei în această zonă pot influența rezultatele încercărilor.

Proba introdusă în aparat se foarfecă la o presiune normală σ_1 [daN/cm²], rezultînd o rezistență de forfecare τ_1 [daN/cm²]. Determinarea rezistenței la forfecare se face măsurînd forța de forfecare *T* cu un dinamometru tarat și împărțind această forță la suprafața probei *A*.

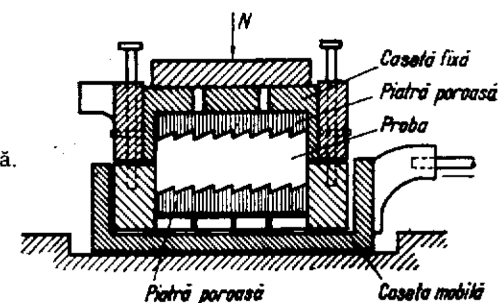


Fig. 5.6. Aparat de forfecare directă.

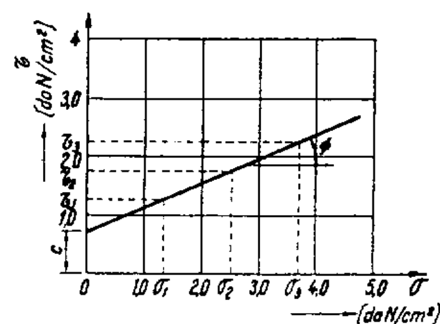


Fig. 5.7. Diagrama de interpretare a rezultatelor forfecării directe.

Se introduce în aparatul de forfecare o nouă probă din același teren (cu aceeași umiditate) care se foarfecă la o presiune normală $\sigma_2 > \sigma_1$, obținîndu-se valoarea τ_2 pentru rezistența la forfecare. Pentru o a treia probă din același teren se obține pentru σ_3 valoarea τ_3. Intr-un sistem de axe se inscriu pe abscisă presiunile normale σ, iar pe ordonată rezistențele la forfecare τ corespunzătoare, obținîndu-se o diagramă care, în general, este o dreaptă — chiar dreapta lui Coulomb — (fig. 5.7).

Pe această diagramă se măsoară (la scară) coeziunea c și unghiul de frecare interioară Φ.

Determinarea lui c și Φ se poate face și pe cale analitică.

5.3.2. APARATUL PENTRU COMPRESIUNE MONOAXIALĂ

Încercarea pentru compresiune monoaxială se aplică la pămînturile argiloase de consistență ridicată, cu excepția celor eterogene, adică cu concrețiuni, intercalații nisipoase etc.

Schema aparatului pentru efectuarea acestei încercări este reprezentată în figura 5.8.

Din materialul în stare naturală se taie cu ștanța (fig. 5.9, *a*) — în prealabil unsă în interior cu ulei sau vaselină — o probă cilindrică. Se fasonează la capete proba cu ajutorul unui cuțit special (fig. 5.9, *b*), după care aceasta se scoate din ștanță și se așază între piesele conice ale aparatului.

Încărcarea probei cu forța axială P se face în mod continuu și uniform, pînă la cedarea acesteia prin rupere, după un plan inclinat față de direcția solicitării.

Se înregistrează, printr-o observare atentă a microcomparatorului, deformația unui inel dinamometric corespunzătoare forței la care se produce ruperea probei și se măsoară direct unghiul α al planului de rupere cu orizontala.

Momentul ruperii probei se consideră timpul la care, deși deformația probei crește, acul indicator al microcomparatorului ce marchează deformația inelului dinamometric rămîne pe loc, sau eventual chiar oscilează înapoi. Cu ajutorul deformației înregistrate se determină valoarea forței de rupere, iar prin împărțirea acesteia la secțiunea transversală a probei se obține presiunea de rupere p_r.

Presiunea p_r este o tensiune principală ($p_r = \sigma_I$) iar cealaltă tensiune principală $\sigma_{II} = \sigma_{III} = 0$, deoarece proba nu este solicitată lateral. În acest caz, cercul lui Mohr va fi tangent la axa τ în punctul O și va avea diametrul egal cu tensiunea principală $p_r = \sigma_I$.

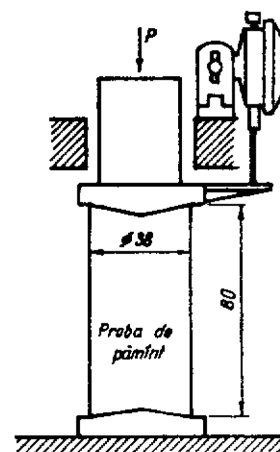


Fig. 5.8. Aparat de compresiune monoaxială.

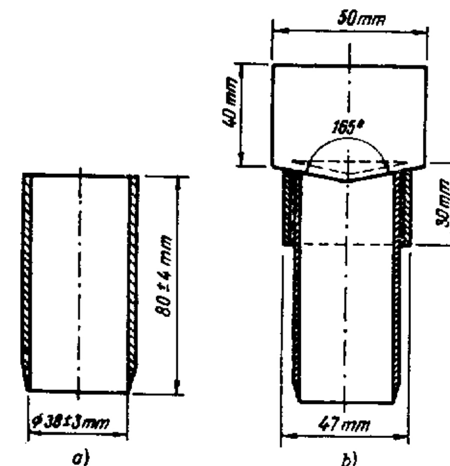


Fig. 5.9. Piese pentru confecționarea probelor :
a — ștanță cilindrică; *b* — ștanță cilindrică și cuțitul de fasonat la capăt.

Cu ajutorul cercului lui Mohr (fig. 5.10), considerînd că ruperea are loc atunci cînd cercul devine tangent la dreapta lui Coulomb, se pot deduce următoarele relații de legătură între unghiurile Φ și α :

$$\alpha = 45° + \frac{\Phi}{2}; \quad 2\alpha = 90° + \Phi \quad \text{și} \quad \Phi = 2\alpha - 90°. \tag{5.7}$$

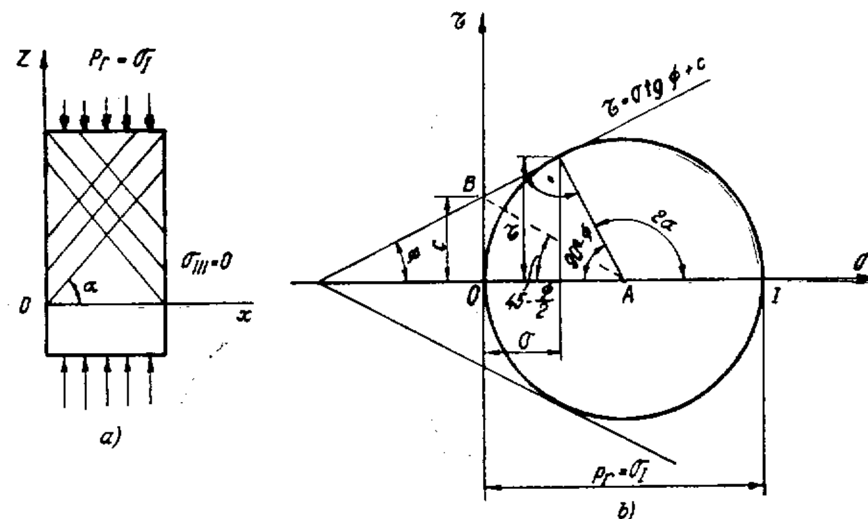


Fig. 5.10. Încercarea de compresiune monoaxială :
a — schema încărcării; *b* — interpretarea rezultatelor.

Mărimea coeziunii rezultă din triunghiul AOB:

$$c=\frac{p_r}{2}\operatorname{tg}\left(45^\circ-\frac{\Phi}{2}\right). \quad (5.8)$$

În mod obișnuit, se încearcă două probe din același pămînt și pentru calculul lui Φ și c se consideră valorile medii ale lui p_r și α.

În cazul pămînturilor în stare plastic-moale sau plastic-consistentă această încercare nu dă rezultate întotdeauna, întrucît la rupere nu apare planul de rupere, deci nu se poate stabili unghiul α. În cazul acestor pămînturi este mai indicată încercarea la compresiune triaxială.

5.3.3. APARATUL PENTRU COMPRESIUNE TRIAXIALĂ

Compresiunea triaxială constă în determinarea rezistenței la rupere a probei supusă concomitent la o presiune laterală p_h și o presiune verticală p_v. Încercarea se execută cu ajutorul aparatului pentru compresiune triaxială. Principalele piese componente ale aparatului pentru compresiune triaxială sînt menționate în figura 5.11.

Efectuarea determinării se face astfel: se taie o probă de formă cilindrică din materialul de încercat, cu ajutorul unei ștanțe de tipul celei din figura 5.9, a; se introduce proba într-un manșon de cauciuc, urmărind ca extremitățile manșonului să fie întinse (spre a nu pătrunde apă în

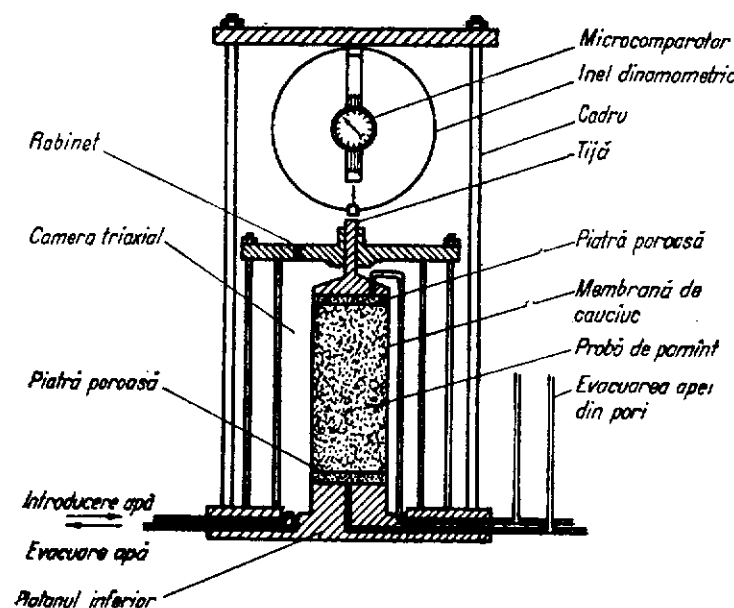


Fig. 5.11. Schema aparatului pentru compresiune triaxială.

probă) uniform pe fața exterioară a probei; se montează la capetele probei două plăci poroase și două discuri rigide, fixîndu-se manșonul de acestea cu inele de cauciuc. Proba, astfel pregătită, se așază pe platanul inferior al aparatului, prinzîndu-se prelungirea manșonului pe platan tot cu inel de cauciuc. După pregătirea probei se montează camera aparatului triaxial, fixîndu-se bine pentru a evita orice pierderi de apă. Se aduce apoi tija pistonului în contact cu placa superioară așezată deasupra probei; camera se umple cu apă și se creează (cu ajutorul pompei) presiunea hidrostatică constantă p_h. Prin pistonul de acționare se aplică progresiv o presiune verticală variabilă p_v, pînă la ruperea probei.

Momentul ruperii probei trebuie sesizat cu mare atenție, fiind indicat de creșterea deformației verticale a probei fără creșterea presiunii verticale. În acest moment, deși proba se deformează, microcomparatorul inelului dinamometric nu mai înregistrează creșteri, uneori putînd înregistra chiar reveniri.

Presiunile p_h și p_v sînt considerate tensiuni principale:

$$p_v=\sigma_{I}; \quad p_h=\sigma_{II}=\sigma_{III}.$$

Încercarea se repetă de trei ori.

Pentru interpretarea rezultatelor se folosește relația ce există între curba intrinsecă și cercurile lui Mohr. Se știe că, la limita echilibrului curba intrinsecă este înfășurătoarea cercurilor lui Mohr. În cazul pămînturilor, curba intrinsecă fiind reprezentată de dreptele lui Coulomb, sînt suficiente două perechi de valori p_v și p_h pentru a obține dreapta lui Coulomb, ea fiind tangenta comună a cercurilor lui Mohr, corespunzătoare celor două perechi de valori p_v și p_h.

Cu ajutorul acestei drepte se poate determina unghiul de frecare interioară Φ și coeziunea c. Înclinarea dreptei lui Coulomb cu orizontala dă unghiul de frecare interioară Φ, iar ordonata la origine reprezintă coeziunea c. Practic, se fac însă mai multe încercări, de obicei trei, putînd desena dreapta lui Coulomb, în felul acesta, cu o mai mare exactitate (fig. 5.12).

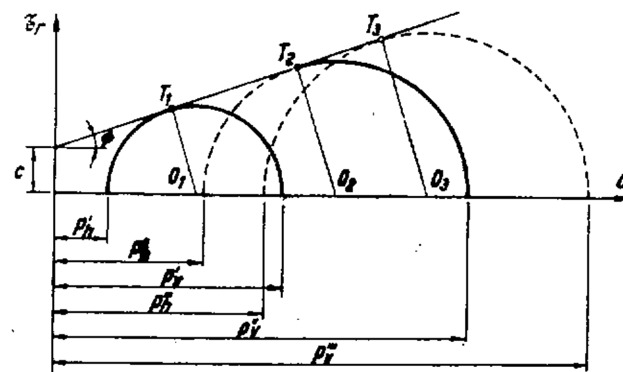


Fig. 5.12. Interpretarea rezultatelor la încercarea de compresiune triaxială.

5.4. FORFECAREA PĂMÎNTURILOR LA FAŢA LOCULUI

Forfecarea la faţa locului se execută cu ajutorul aparatului de forfecare cu palete. Metoda este folosită în special la pămînturile din care nu se pot recolta probe netulburate în vederea efectuării determinării rezistenţei la forfecare în laborator.

Aparatul de forfecare cu palete (fig. 5.13) se compune din următoarele părţi principale:

— dispozitiv de acţionare (*1*);

— tije prelungibile îmbinate cu mufă, de lungimi 1—2 m (*2*);

— paletele aparatului cu dimensiuni în funcţie de natura terenului (*3*).

Paletele cu dimensiuni mici ($h=11$ cm, $d=5{,}5$ cm) se folosesc în cazul pămînturilor mai tari, iar cele cu dimensiuni mari ($h=20$ cm, $d=10$ cm) în cazul pămînturilor slabe.

În vederea determinării rezistenţei la forfecare, se execută un foraj pînă la cota dorită, apoi se introduce tija cu palete şi se înfige în terenul sănătos cca. 30—50 cm. La nivelul terenului se aşază o piesă specială de susţinere a tijelor care permite rotirea lor prin intermediul unui lagăr. Tijele astfel fixate se asamblează cu dispozitivul de acţionare, aplicîndu-se prin intermediul manivelei un moment de torsiune care produce forfecarea terenului.

Rezistenţa la forfecare a pămînturilor, dedusă din încercarea cu ajutorul aparatului cu palete, este definită ca mărimea efortului tangenţial sub acţiunea căruia pămîntul se rupe după o suprafaţă cilindrică.

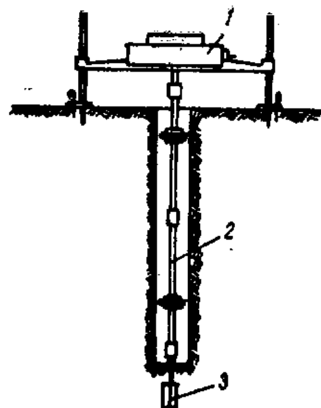


Fig. 5.13. Schema aparatului de forfecare cu palete:
1 — dispozitiv de acţionare; *2* — tijă; *3* — palete.

Valoarea rezistenţei la forfecare la această încercare se determină cu relaţia următoare:

$$\tau=\frac{M_t}{\pi\frac{d^2}{2}\left(h+\frac{d}{3}\right)}, \qquad (5.9)$$

unde:

d este diametrul paletei, în cm;
h — înălţimea paletei, în cm;
M_t — momentul de torsiune înregistrat în momentul forfecării.

Întrucît încercările făcute în pămînturi mai compacte sînt greoaie, aparatul de forfecare cu palete este folosit, în general, pentru zone de pămînt mai slabe, la argile de consistenţă mai redusă etc.

5.5. REZISTENŢA LA FORFECARE A PĂMÎNTURILOR NECOEZIVE

Analizînd relaţia (5.3) se observă că valoarea rezistenţei la forfecare a pămînturilor necoezive este în funcţie de presiunea normală pe planul de forfecare σ şi de unghiul de frecare interioară Φ.

Tangenta unghiului Φ reprezintă coeficientul de frecare interioară, a cărui mărime depinde de o serie de factori printre care: forma şi mărimea particulelor, gradul de îndesare, umiditatea, viteza de forfecare etc.

Pămînturile necoezive alcătuite din particule cu forme plate, datorită unei rugozităţi mai mici, au coeficientul de frecare interioară (unghiul de frecare interioară) mai mic decît cele alcătuite din particule de formă poliedrică, colţuroasă. Aceasta înseamnă că şi rezistenţa la forfecare a pămînturilor cu particule plate este mai mică decît a celor cu particule colţuroase. De asemenea, pămînturile alcătuite din particule mai mari au o rezistenţă la forfecare mai mare decît cele formate din particule fine, datorită valorii mai mari a coeficientului de frecare interioară la primele.

Factorul care influenţează cel mai mult valoarea coeficientului de frecare, respectiv a unghiului de frecare interioară, este gradul de îndesare. Prin încercări experimentale s-a stabilit că un nisip cu un grad de îndesare mai mare are un unghi de frecare interioară mai mare, şi prin urmare, şi o rezistenţă la forfecare mai mare. Se poate arăta că şi modul de producere a forfecării însăşi, adică a variaţiei rezistenţei la forfecare pe timpul forfecării este în funcţie de gradul de îndesare.

Reprezentînd grafic variaţia rezistenţei la forfecare a unui nisip afînat în funcţie de deplasarea orizontală a casetei aparatului de forfecare directă, se constată că aceasta creşte continuu pînă în momentul ruperii probei (fig. 5.14, curba *a*). Făcînd acelaşi lucru şi pentru un nisip îndesat, se observă o creştere bruscă la început a rezistenţei la forfecare, urmată de o scădere pînă la o valoare care se menţine constantă în continuare (fig. 5.14, curba *b*).

La nisipurile afînate, creşterea continuă a rezistenţei la forfecare se explică printr-o reaşezare din ce în ce mai îndesată a fragmentelor de nisip în zona fişiei de forfecare. La începutul forfecării, granulele fiind într-un echilibru labil, prin mişcarea (dislocarea) produsă de forţa de forfecare, tind în timpul forfecării spre un echilibru stabil, producîndu-se o îndesare, respectiv o mişcare a porozităţii iniţiale (fig. 5.15, *a*).

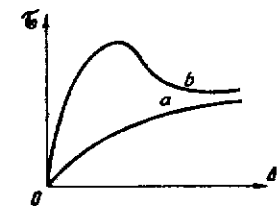


Fig. 5.14. Variaţia rezistenţei la forfecare a nisipurilor în funcţie de mărimea deplasării:
a — afînat; *b* — îndesat.

La nisipurile îndesate, la începutul forfecării, se produce o distrugere a structurii nisipului din zona fişiei de forfecare, ceea ce face ca rezistenţa la forfecare să fie foarte mare, valoarea sa fiind dată atît de frecarea mecanică cît şi de rezistenţa de împănare. Nisipul fiind îndesat, înseamnă

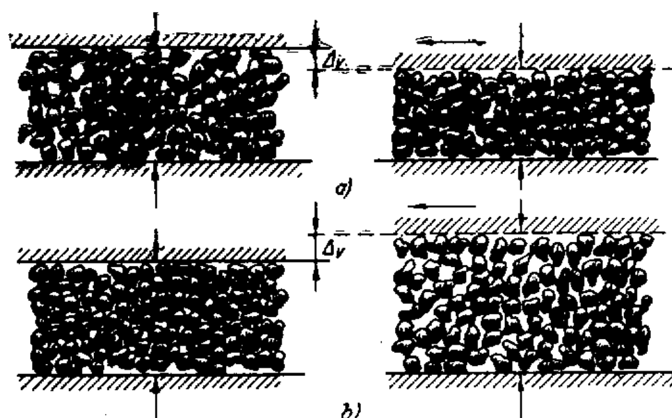


Fig. 5.15. Variația porozității nisipurilor supuse forfecării :
a — nisipuri afînate; b — nisipuri îndesate.

că granulele sale se găseau într-o așezare foarte strînsă, stabilă. Deoarece forfecarea nu se produce prin tăierea granulelor printr-un plan, ci prin alunecarea pe o suprafață neregulată, care trece prin punctele de contact, înseamnă că în procesul de forfecare, granulele încalcă unele peste altele, producîndu-se o afînare a nisipului în zona de forfecare, respectiv o mărire a porozității (fig. 5.15, b).

Rezistența la împănare reprezintă tocmai efortul necesar pentru producerea deplasării pe verticală a granulelor în acest proces de afînare, care apare la forfecarea nisipurilor îndesate. Odată produsă această afînare, adică structura nisipului din zona fișiei de forfecare fiind distrusă, rezistența la forfecare scade (fig. 5.14, curba b).

Afînarea nisipurilor îndesate și îndesarea celor afînate în timpul forfecării se reflectă, de fapt, în variația volumului nisipului din zona fișiei de forfecare, și este condiționată de gradul de îndesare, care la rîndul său depinde de porozitatea inițială.

Există o porozitate a nisipurilor la care în timpul forfecării nu are loc nici o variație de volum, adică nu se produce nici o afînare (creșterea porozității) și nici îndesare (micșorarea porozității). Această porozitate poartă denumirea de *porozitate critică.*

Experiențele au dovedit că, mișcările de alunecare ale particulelor provocate de solicitările de forfecare tind întotdeauna să aducă nisipul într-o stare de îndesare corespunzătoare porozității critice.

Avînd în vedere acest lucru rezultă că, un teren de fundare alcătuit din nisip cu porozitate naturală mai mică decît porozitatea critică se comportă foarte bine și la solicitări de forfecare. Aceasta se datorește faptului că, așa cum s-a arătat, nisipul îndesat prin forfecare se afînează, proces care în practică este împiedicat de presiunile verticale exercitate de fundațiile construcțiilor. Nefiind posibilă această afînare, rezultă că rezistența la forfecare a terenurilor de fundare alcătuite din nisip îndesat este mare, putînd prelua și solicitări de forfecare mari.

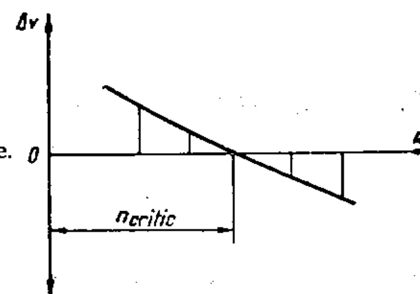


Fig. 5.16. Stabilirea porozității critice.

La terenurile de fundare alcătuite din nisip cu porozitate naturală mai mare decît porozitatea critică, sub acțiunea solicitărilor de forfecare, se produce o micșorare a porozității, prin îndesarea nisipului. Aceasta înseamnă că în asemenea cazuri apar tasări suplimentare care pot periclita stabilitatea construcțiilor. Pentru a preîntîmpina acest neajuns, în practică se impune ca porozitatea terenurilor de fundare alcătuite din nisip să fie întotdeauna mai mică decît porozitatea critică.

Determinarea valorii porozității critice se face prin încercări de forfecare repetate a unor probe luate din același fel de nisip, însă la porozități diferite. La fiecare încercare de forfecare, corespunzătoare unei anumite porozități, se produce o oarecare deformare a probei pe verticală Δv care se înregistrează. Rezultatele încercărilor se transpun într-un sistem de axe, unde pe abscisă se pun valorile porozității, iar pe ordonată, deformațiile înregistrate atît în sens pozitiv cît și în sens negativ. Rezultă curba de variație a deformațiilor produse prin forfecare, în funcție de valoarea porozității (fig. 5.16).

Punctul de intersecție al acestei curbe cu abscisa indică valoarea porozității critice.

Coeficientul de frecare interioară și rezistența la forfecare a pămînturilor nisipoase sînt influențate și de conținutul de apă. Dacă se compară rezistența la forfecare a unui nisip uscat cu rezistența la forfecare a unui nisip saturat, forfecarea făcîndu-se în aceleași condiții, se constată că nisipul saturat are un unghi de frecare interioară cu 1—2° mai mic decît cel uscat. Această reducere a unghiului de frecare interioară se accentuează pe măsura creșterii procentului de fracțiuni argiloase.

5.6. UNGHIUL TALUZULUI NATURAL LA PĂMÎNTURI NECOEZIVE

Unghiul pe care-l formează taluzul unui volum de pămînt necoeziv cu orizontala, la limita echilibrului, se numește *unghiul taluzului natural.* Acest unghi se poate stabili turnînd dintr-un vas, de la mică înălțime, pe o placă orizontală pămîntul necoeziv, nisipul. Masa acestuia va forma un con cu vîrful puțin teșit. Unghiul θ pe care generatoarea conului îl face



Fig. 5.17. Unghiul taluzului natural.

cu orizontala este unghiul taluzului natural. Acest unghi, cu oarecare aproximație, se poate considera egal cu unghiul de frecare interioară a nisipului în stare afînată (fig. 5.17).

5.7. REZISTENȚA LA FORFECARE A PĂMÎNTURILOR COEZIVE

Legea lui Coulomb referitoare la rezistența la forfecare a pămînturilor coezive corespunde ipotezei unor pămînturi ideale, la care unghiul de frecare interioară și coeziunea sînt valori constante pentru același fel de pămînt. În realitate, în cele mai multe cazuri problema celor două caracteristici Φ și c este foarte complexă; valoarea lor depinde nu numai de felul pămîntului, de starea sa de îndesare, de consistență etc., ci și de metoda folosită, de modul și durata executării încercării de forfecare.

Rezistența la forfecare a pămînturilor argiloase, respectiv cele două caracteristici Φ și c, sînt foarte mult influențate de umiditate. Pămînturile argiloase tari, cu un grad mic de umiditate, au în general o comportare relativ simplă în decursul încercărilor de forfecare, pe cînd cele cu umiditate mare, care conțin și apă liberă, au o comportare complexă.

Pentru a putea observa influența conținutului de apă asupra rezultatelor încercărilor de forfecare, se ia o probă remaniată de argilă, a cărei umiditate este egală cu limita de curgere. Asupra probei se aplică o presiune normală σ, sub acțiunea căreia proba se consolidează. După consolidare, proba se supune forfecării obținînd o rezistență la forfecare τ, corespunzătoare presiunii normale σ, care s-a menținut și pe timpul forfecării.

Se fac mai multe încercări de forfecare, pe probe din același teren, consolidate la diferite presiuni, rezultînd astfel mai multe valori ale rezistenței la forfecare în funcție de presiunea aplicată.

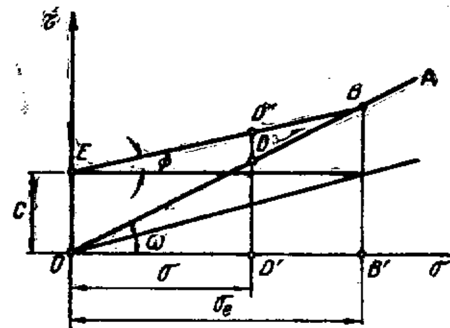


Fig. 5.18. Rezistența la forfecare a argilelor consolidate.

Prin reprezentarea grafică într-un sistem rectangular σ, τ, a punctelor de coordonate σ și τ se obține o dreaptă OA, care trece aproape de originea sistemului și formează cu abscisa unghiul ω. Această dreaptă OA se numește ramura principală a diagramei de forfecare (fig. 5.18).

Presiunea normală aplicată asupra probelor, care corespunde gradului de consolidare pentru fiecare probă, se numește *presiune echivalentă* σ_e.

Fiecare punct de pe ramura principală corespunde unei presiuni echivalente.

Rezistența la forfecare se poate exprima prin relația:

$$\tau=\sigma_e \operatorname{tg} \omega. \tag{5.10}$$

În relația (5.10) unghiul ω nu reprezintă unghiul de frecare interioară, întrucît valoarea rezistenței la forfecare τ include și partea dată de coeziune.

Pentru a putea separa partea corespunzătoare frecării de aceea a coeziunii, se execută forfecarea pe o probă precomprimată. Proba se consolidează la o presiune σ_e, după care se forfecă la o presiune $\sigma<\sigma_e$. Rezistența la forfecare ($D'D''$) obținută în acest caz, va fi mai mare decît cea corespunzătoare presiunii σ de pe ramura principală ($D'D$). Aceasta se datorește faptului că, proba fiind supusă acțiunii presiunii echivalente σ_e pînă la consolidare, particulele de argilă s-au apropiat unele de altele, manifestîndu-se o legătură moleculară între ele, mai mare decît aceea care s-ar fi manifestat sub efectul presiunii $\sigma<\sigma_e$.

Rezistența la forfecare a probei precomprimate de argilă variază în mod aproximativ după segmentul BE, unghiul format cu abscisa fiind unghiul de frecare interioară Φ, iar ordonata OE dă mărimea coeziunii c, corespunzătoare presiunii echivalente σ_e.

Din cele arătate mai sus rezultă că, pentru același fel de pămînt argilos, coeziunea poate avea diferite valori în funcție de starea de consolidare realizată prin acțiunea presiunii echivalente.

Concluzii interesante și utile rezultă și în cazul cînd o probă precomprimată și consolidată la presiune echivalentă σ_e este forfecată la o presiune $\sigma_1>\sigma_e$, fără a se aștepta consolidarea probei sub acțiunea presiunii sporite σ_1. Forfecînd proba imediat după aplicarea presiunii σ_1, rezistența la forfecare obținută este identică cu cea corespunzătoare punctului B. Variația ei în funcție de presiunea σ este dată de dreapta BD paralelă cu abscisa (fig. 5.19).

Acest lucru se datorește faptului că proba nefiind consolidată la presiunea sporită σ_1, sporul de presiune $\sigma_1-\sigma_e$ este preluat de apa liberă din pori, iar în scheletul argilei nu se produce nici o schimbare a presiunii efective, care ar putea să influențeze valoarea rezistenței la forfecare.

Dacă forfecarea se efectuează după trecerea unui timp de la încărcarea probei cu presiune σ_1, timp în care s-a realizat o oarecare consolidare, valoarea rezistenței

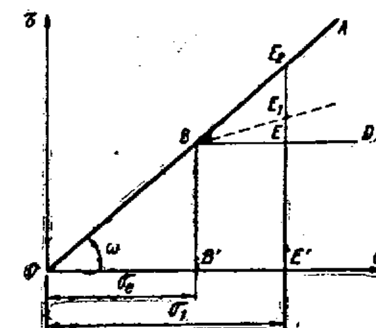


Fig. 5.19. Rezistența la forfecare a argilelor consolidate parțial.

la forfecare este mai mare decît cea corespunzătoare punctului B. Variația rezistenței la forfecare în funcție de presiune, în acest caz, este dată de dreapta BE_1.

În cazul cînd forța de forfecare se aplică după consolidarea completă a probei sub acțiunea presiunii sporite σ_1, valoarea rezistenței la forfecare este maximă, ea fiind egală cu aceea corespunzătoare punctului E_2 de pe ramura principală a diagramei de forfecare.

Rezultă din cele arătate că rezistența la forfecare, respectiv valorile celor două caracteristici Φ și c sînt în funcție de starea de consolidare parțială a pămîntului argilos.

Forfecarea unui pămînt argilos în stare de consolidare parțială poate apărea în practică, atunci cînd o construcție este așezată pe un strat de argilă a cărui consolidare nu se termină în perioada executării construcției. Rezistența la forfecare, în acest caz, reprezintă numai o fracțiune din valoarea calculată cu ajutorul unghiului de frecare interioară și a coeziunii, determinate pe probe consolidate complet sub acțiunea unei presiuni egale cu cea transmisă de construcție terenului.

Sînt, de asemenea, unele construcții (ecluze, silozuri) la care după terminarea execuției se aplică încărcări mari în mod brusc (umplerea cu apă a ecluzei, depozitarea cerealelor în siloz). Datorită aplicării brusțe a încărcărilor, terenul de fundație se va găsi o perioadă de timp în stare de consolidare parțială. În astfel de împrejurări, la calculele de stabilitate, respectiv de capacitate portantă a terenului de fundație, va trebui să se folosească pentru caracteristicile Φ și c valori corespunzătoare stării de consolidare parțială.

Problema determinării unghiului de frecare interioară și a coeziunii este și mai complexă în cazul argilelor în stare naturală. La acestea este necesar să se stabilească în ce măsură sînt influențate rezultatele încercărilor la forfecare de modul de executare a forfecărilor, în special de durata lor. În acest scop, probele luate din aceeași argilă sînt supuse unui ciclu de încercări de forfecare rapide și lente, încercările făcîndu-se cu ajutorul aparatului pentru compresiune triaxială.

Dacă din încercările rapide și lente nu rezultă valori esențial diferite pentru Φ și c, pentru calculele practice se poate adopta o medie a acestora. În cazul cînd valorile Φ și c rezultate din încercările rapide și lente diferă mult unele de altele, este necesar să se stabilească prin calcule durata consolidării stratelor de pămînt, în condițiile reale ale construcțiilor proiectate. Dacă timpul de consolidare calculat este mai mare decît timpul de execuție a construcției, valorile Φ și c se vor determina prin forfecări de probe în stare de consolidare parțială corespunzătoare timpului de execuție.

6. COMPORTAREA PĂMÎNTURILOR LA ÎNCĂRCĂRI VERTICALE

Fundațiile transmit terenului pe care reazemă încărcările provenite din construcție

Sub încărcări, pămîntul se deformează, ducînd la deplasarea pe verticală a construcției, deplasare cunoscută sub denumirea de *tasare*. În cele ce urmează se vor prezenta modul în care se deformează terenul sub încărcări, repartizarea presiunilor provenite din sarcina exterioară în interiorul masivului de teren și folosirea constatărilor făcute pentru evaluarea tasărilor probabile.

6.1. COMPRESIBILITATEA PĂMÎNTURILOR

6.1.1. GENERALITĂȚI

Deformațiile rocilor stîncoase sînt mai puțin complexe în comparație cu ale pămînturilor. Aceasta se explică prin faptul că legătura dintre mineralele componente este atît de mare, încît nu apare o diferență importantă între rezistența mineralelor individuale și rezistența legăturilor dintre acestea.

La pămînturi însă, fragmentele sînt slab legate, astfel încît, la comportarea sub sarcini a acestora este hotărîtoare intensitatea legăturilor și nu rezistența particulelor componente. În afară de aceasta, prezența apei îndeosebi în pămînturile coezive, adică umiditatea lor, influențează într-un mod esențial rezistența acestor pămînturi.

Deformarea pămînturilor sub încărcări se poate atribui următoarelor cauze :

— deformarea elastică a particulelor solide ;

— îndesarea, adică micșorarea golurilor dintre particule.

Deformarea elastică a particulelor solide sub presiunile uzuale, transmise de fundații, este cu totul neînsemnată și neglijabilă, deoarece particulele minerale din care sînt compuse pămînturile au, în general, rezistențe foarte mari la compresiune. De aceea, în problemele din mecanica pămînturilor, deformațiile elastice ale particulelor nu sînt luate în considerare.

Deformarea din cauza îndesării pămînturilor, adică din cauza micşorării golurilor dintre granule, formează partea esenţială a deformaţiei pămînturilor. Din cauza forţelor de compresiune, granulele din regiunea de sub fundaţii se apropie unele de altele, trec din poziţia lor labilă într-o poziţie stabilă. Acest proces de îndesare este însoţit de lunecări locale. În decursul acestor deformări, pămînturile (prin îndesare) devin mai compacte, mai rezistente, caracteristicile lor mecanice îmbunătăţindu-se.

Comportarea pămînturilor sub încărcări este diferită în funcţie de compoziţia granulometrică şi de umiditate.

Pămînturile nisipoase, adică necoezive, sînt foarte puţin influenţate de umiditate, pe cînd la pămînturile argiloase (coezive) umiditatea joacă un rol hotărîtor.

Deformaţiile pămînturilor argiloase, atît cele din cauza compresiunii cît şi cele din cauza umflării, nu apar în acelaşi timp cu variaţia presiunii datorită existenţei apei legate fizic care, aşa cum s-a arătat, are caracteristici cu totul deosebite faţă de apa liberă. Turtirea învelişului de apă sub presiunile aplicate se face încet datorită vîscozităţii mari a apei; apa fiind practic incompresibilă, rezultă că moleculele de apă vor părăsi învelişul din jurul particulei solide, ducînd la subţierea stratului de apă, fenomen care se produce lent.

Prezenţa apei libere complică şi mai mult procesul de deformare a acestor pămînturi. În cazul pămînturilor saturate, particulele de pămînt în tendinţa lor de deplasare elimină apa care umple porii; viteza deformaţiei este condiţionată de viteza eliminării apei din pori.

Dacă pămîntul puţin permeabil este solicitat de o presiune uniform distribuită, în primul moment nu se produce nici o deformare, deoarece apa nu are posibilitate de evacuare. Din această cauză, întreaga presiune este preluată de apa din pori, purtînd denumirea de *presiune neutră.*

Datorită presiunii neutre apare un gradient hidraulic între zonele din interiorul stratului de pămînt argilos şi stratul drenant (adică cu permeabilitate mare) sau porii de la periferia stratului pe unde apa are posibilitatea să fie drenată.

Încărcarea scheletului mineral nu se face practic instantaneu, ci în timp, pe măsura evacuării apei. Partea din încărcare care se exercită asupra scheletului şi produce deformarea lui poartă denumirea de *presiune efectivă.*

Atît timp cît durează filtraţia, presiunea neutră scade iar presiunea efectivă creşte, suma lor rămînînd constantă.

Procesul de deformare ce se produce din momentul aplicării presiunii pînă la preluarea acesteia de faza solidă se numeşte consolidarea argilei. Pentru fiecare presiune aplicată există o stare de consolidare. Dacă pe un strat de argilă consolidat sub o anumită presiune apare o presiune sporită, aceasta se va consolida în continuare corespunzător acestei presiuni mai mari. Deformarea argilei continuă şi după ce toată presiunea a fost preluată de faza solidă, datorită turtirii învelişului de apă legată fizic.

Sub acţiunea presiunii se elimină din argilă prima dată apă liberă, iar după aceea, din apa peliculară se elimină învelişurile superioare. Eliminarea apei este un proces de durată datorită căruia şi deformaţiile (tasările) se produc în timp.

La nisipuri, apa legată fizic este neînsemnată, iar presiunea din sarcinile exterioare transmite în punctele de contact forţe suficient de mari pentru dislocarea învelişului de apă.

La nisipuri se formează o structură cu contact direct între particulele solide. Deformaţiile elastice ale fragmentelor de nisip fiind neglijabile, nisipul este considerat ca avînd o structură rigidă.

La nisipurile saturate apa liberă nu se opune deformaţiei, deoarece permeabilitatea mare asigură o drenare foarte rapidă. Practic, se poate considera că deformaţia (tasarea) pămînturilor nisipoase se produce odată cu aplicarea încărcării.

Nisipul suferă deformaţii din cauza îndesării. Aceste deformaţii sînt mici chiar la nisipuri mai afînate, din cauza sporirii forţelor de frecare drintre fragmente (odată cu sporirea presiunii din sarcinile exterioare). La nisipuri afînate se produc tasări mai mari prin vibrare, aceasta reducînd aproape total forţele de frecare dintre particule, ele reaşezîndu-se într-o stare mai îndesată.

6.1.2. STABILIREA CURBELOR DE COMPRESIBILITATE

Încercările de laborator pentru determinarea curbei de compresiune şi a constantelor mecanice ale pămînturilor se fac cu un aparat numit *edometru.* Edometrul este compus dintr-un inel cilindric, cu secţiunea de cca. 50 cm^2 şi cu înălţimea de 1,5—2,0 cm, aşezat pe un postament; în inel se aşază proba de încercat (fig. 6.1). Pe faţa superioară şi inferioară

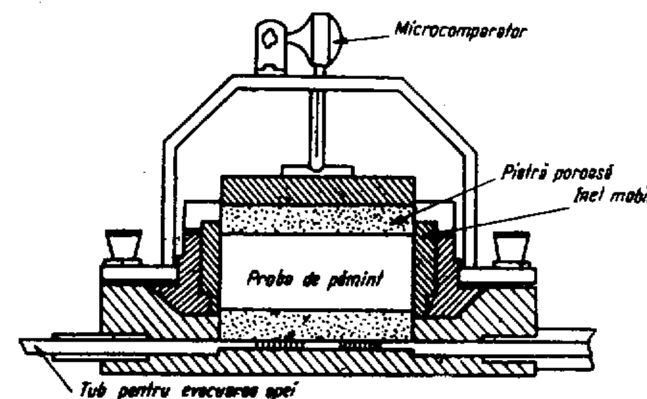


Fig. 6.1. Edometru.

a probei se așază cîte o piatră poroasă, menită să ușureze eliminarea apei din porii probei în decursul încercării.

Aparatul dispune de tuburi prin care se poate elimina apa ce refulează prin presarea probei, sau în caz de nevoie, se poate inunda proba în decursul încercării. Presiunea asupra probei se aplică printr-un sistem de pîrghii, cu un raport de transmitere a forței de 1 : 10—1 : 15. Presiunea asupra probei se aplică în 6 trepte : 0,2 ; 0,5 ; 1 ; 2 ; 4 și 8 daN/cm². După aplicarea fiecărei trepte de încărcare se așteaptă pînă proba s-a consolidat. În mod obișnuit, la pămînturi prăfoase, argiloase este suficientă menținerea unei trepte de încărcare pînă ce proba nu se deformează în decurs de 12 ore mai mult de 0,01 mm. La probe de argilă, cu o umiditate mai mare decît limita de frămîntare, trebuie însă menținută o treaptă de încărcare cel puțin 24 ore.

Deformarea probei se stabilește cu ajutorul unui micro-comparator cu exactitatea de 0,01 mm.

La probele saturate deformarea poate fi stabilită și prin cîntărirea probei după aplicarea fiecărei trepte de încărcare. Volumul apei eliminate sub o treaptă de încărcare, raportat la secțiunea probei, dă valoarea deformației corespunzătoare. Edometrele sînt așa fel construite ca inelul cu proba să poată fi ușor scos din aparat, pentru a nu expune proba evaporării apei din pori în decursul cîntăririi ; cîntărirea trebuie făcută în timpul cel mai scurt posibil.

Încercarea se poate face pe probe cu structură tulburată și netulburată. La încercările pe probe netulburate, probele se scot din ștuțul cu care au fost recoltate prin înfigerea inelului edometrului în pămîntul supus încercării. Inelul este ascuțit la partea inferioară și are o grosime mică pentru a evita pe cît este posibil tulburarea structurii probei pe fețele laterale. Pentru executarea încercării, proba se taie cu un cuțit ascuțit la nivelul părții superioare și inferioare a inelului, apoi se introduce în aparat, așezîndu-se între cele două pietre poroase.

Cu ajutorul rezultatelor obținute la încercarea cu edometrul se construiesc curbele compresiune-porozitate și compresiune-deformație.

6.1.2.1. Curba compresiune-porozitate

Se ia în considerare o încercare pe o probă cu structură tulburată. Se calculează, în primul rînd, indicele porilor în starea inițială a probei e_0, și apoi indicele porilor după fiecare treaptă de încărcare e, cu relația :

$$e=e_0-\Delta e, \tag{6.1}$$

unde Δe reprezintă reducerea indicelui porilor după treapta de încărcare aferentă.

Cu valorile e obținute pentru toate încărcările, se construiește curba de compresiune-porozitate (fig. 6.2), punînd pe abscisă valorile presiunii p, iar pe ordonată indicele porilor corespunzător e.

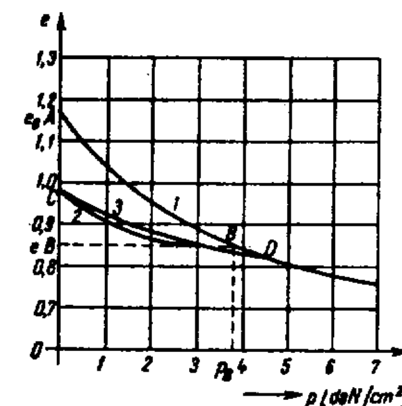


Fig. 6.2. Curba de compresiune — porozitate.

Pînă ce presiunea a sporit de la $p=0$ la $p=p_B$, indicele porilor a scăzut de la e_0 la valoarea corespunzătoare ordonatei din punctul B. Se obține în felul acesta ramura principală *1* a diagramei. Procedînd la scăderea treptată a presiunii în aceleași condiții ca și la sporirea ei, se obține ramura *2* ; proba se umflă mărindu-și porozitatea, însă nu pînă la valoarea inițială e_0, ci numai pînă la valoarea corespunzătoare punctului C. Procesul de îndesare-umflare nu este reversibil, rămîne o deformare permanentă, plastică, corespunzătoare ordonatei AC. După o reîncărcare, tot în trepte, se obține curba *3*, care nu diferă mult de o linie dreaptă pînă în punctul D, de unde proba se va comprima după ramura principală care s-ar fi obținut fără întreruperea încărcării în punctul B. În apropierea acestui punct, pe ramura principală, apare un cot, punctul D, ca efect al precomprimării.

Executînd încercarea cu o probă netulburată, se obține de la început ramura *3* (CD) a diagramei. Comprimarea pămîntului argilos după ramura *1* (AB) s-a produs prin încărcarea stratului cu sarcina geologică, iar descărcarea după ramura *2* (BC) a apărut cu ocazia recoltării probei din stratul respectiv.

Se constată, în general, că probele netulburate sînt mai puțin compresibile ca cele tulburate.

Încercările pe probe tulburate se fac în cazul lucrărilor de terasamente, ramblee, diguri, baraje de pămînt etc., adică acolo unde se folosește pămîntul ca material de construcție, iar pe probe netulburate în cazul cînd trebuie stabilită tasarea straturilor de pămînt sub sarcinile construcțiilor.

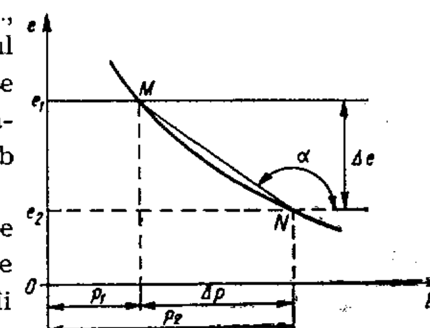


Fig. 6.3. Stabilirea indicelui de compresibilitate.

Exprimarea analitică a relației dintre presiune și indicele porilor (fig. 6.3) se face în felul următor : presiunii p_1 îi corespunde indicele porilor e_1, iar presiunii p_2 îi corespunde e_2 ; înlocuind

arcul curbei MN, care este o parte din curba de compresiune-porozitate, cu coarda MN, se poate scrie :

$$\frac{\Delta e}{\Delta p}=\operatorname{tg}\alpha, \tag{6.2}$$

sau notînd :

$$\operatorname{tg}\alpha=-C_c, \tag{6.3}$$

$$\frac{\Delta e}{\Delta p}=-C_c\ [\mathrm{cm^2/daN}]; \tag{6.4}$$

C_c se numeşte *indice de compresibilitate* şi are o valoare pozitivă ; semnul minus arată că unei creşteri a presiunii îi corespunde o scădere a porozităţii. Indicele de compresibilitate C_c dă posibilitatea clasificării pămînturilor în privinţa compresibilităţii lor.

Pămînturile cu un indice de compresibilitate de ordinul 0,001 cm²/daN sînt foarte puţin compresibile şi ca atare se consideră că pot suporta în condiţii bune sarcinile transmise de construcţii.

Pămînturile cu un indice de compresibilitate de ordinul 0,01 cm²/daN, au o compresibilitate medie ; la proiectarea construcţiilor pe terenuri alcătuite din asemenea pămînturi, trebuie să se ia în considerare tasările probabile care pot să apară sub fundaţii.

Indicele de compresibilitate de ordinul 0,1 cm²/daN arată că pămînturile considerate au o compresibilitate foarte mare. În asemenea cazuri, pentru a feri construcţiile de efectul tasărilor periculoase, este necesar să se aplice măsuri de consolidare a terenului.

6.1.2.2. Curba compresiune-deformaţie

Pentru a determina diagrama de deformaţie a pămînturilor sub acţiunea presiunilor şi modulul de deformaţie liniară edometric, se pot face încercări pe probe tulburate şi netulburate.

Deformaţiile specifice se obţin împărţind deformaţia totală a probei Δh cu înălţimea iniţială a probei h ;

$$\varepsilon=\frac{\Delta h}{h}. \tag{6.5}$$

La încercările pe probe netulburate, înălţimea *iniţială* a probei este aceea corespunzătoare stării în care se găsea proba înainte de recoltare, deci înălţimea corespunzătoare unei presiuni egale cu presiunea geologică.

Cu ajutorul curbei de compresiune-deformaţie se poate stabili modulul de deformaţie liniară edometric. La determinarea acestuia se ţine seama de deformaţia specifică totală, adică atît de cea elastică cît şi de cea per-

manentă. Luînd în considerare condiţiile încercărilor în edometru, modulul de deformaţie liniară edometric exprimă relaţia dintre presiune şi deformaţie pentru proba de pămînt, cu deformare laterală împiedicată. Acest modul se notează cu M şi se defineşte prin relaţia :

$$M=\frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon}=\operatorname{ctg}\alpha. \tag{6.6}$$

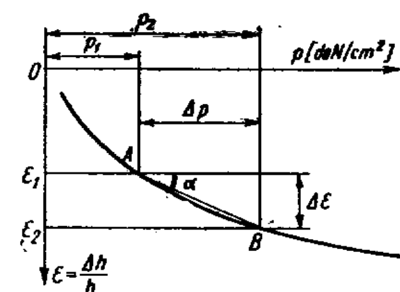


Fig. 6.4. Stabilirea modulului de deformaţie liniară-edometric.

Modulul de deformaţie liniară edometric nu are o valoare constantă ; valoarea lui depinde de mărimea intervalului $p_2-p_1=\Delta p$ şi de locul unde se fixează pe curba compresiune-deformaţie acest interval (fig. 6.4).

Pentru a putea folosi o valoare cît mai apropiată de condiţiile reale, este indicat să se ia valoarea p_1 egală cu sarcina geologică la nivelul de unde a fost recoltată proba ; p_2 este presiunea provenită de la construcţie şi Δp plusul de presiune transmis de construcţie terenului de fundaţie la acel nivel.

Între indicele de compresibilitate şi modulul de deformaţie liniară edometric, pentru un anumit pămînt, există relaţia de legătură :

$$M=\frac{1+e}{C_c}. \tag{6.7}$$

6.1.2.3. Coeficientul presiunii laterale

Modulul de deformaţie liniară edometric M a fost stabilit în edometru în condiţiile deformaţiei laterale oprite. Se poate stabili şi pentru pămînturi un modul analog cu acela utilizat în teoria elasticităţii, corespunzător materialelor de construcţii, cu deformarea laterală liberă E. În acest caz este necesar să se determine coeficientul presiunii laterale.

Aplicînd o presiune verticală Δp_z pe o probă de pămînt la care deformaţia laterală în direcţiile axelor x şi y este împiedicată, vor apărea pe suprafeţele laterale presiunile Δp_x şi Δp_y, care în cazul pămînturilor omogene şi izotrope sînt egale. Raportul :

$$K_0=\frac{\Delta p_x}{\Delta p_z}=\frac{\Delta p_y}{\Delta p_z} \tag{6.8}$$

este coeficientul presiunii laterale ; valoarea coeficientului presiunii laterale se determină experimental.

Între coeficientul presiunii laterale K_0 şi coeficientul lui Poisson ν există relaţia de legătură :

$$K_0=\frac{\nu}{1-\nu}. \quad (6.9)$$

Această relaţie se foloseşte în calculele de proiectare, respectiv la exprimarea legăturii dintre modulul de deformaţie liniară edometric M şi modulul de deformaţie liniară E:

$$\frac{M}{E}=\frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}. \quad (6.10)$$

6.1.2.4. Curba de compresiune la pămînturi macroporice

Pămînturile macroporice, ca loessul şi pămînturile loessoide, în stare uscată au o legătură puternică între granule, fapt care le permite să-şi păstreze poziţia de echilibru şi la un taluz vertical de mai mulţi metri înălţime. În această stare au o rezistenţă mare faţă de solicitarea la compresiune.

Legătura pronunţată a acestor pămînturi este asigurată de lianţi (carbonat de calciu etc.), care în stare uscată se menţin foarte bine. Prin contactul cu apa, lianţii dintre particulele solide se dizolvă, legătura slăbeşte, şi din cauza golurilor mari care dau o porozitate de 40—55% se produce o prăbuşire a scheletului macroporos şi ca urmare apar tasări mari.

Proba supusă încercării de compresiune, în edometru, dă o curbă de compresiune cu totul diferită în cele două stări, adică în stare uscată şi în stare saturată. Curba *1* din figura 6.5, *a* reprezintă curba de compresiune-deformaţie a pămîntului macroporic avînd umiditatea corespunzătoare stării naturale în care se găseşte în teren ; curba *2* dă dependenţa dintre compresiune şi deformaţie în starea de saturaţie, adică după inundarea probei. Curba din figura 6.5, *b* arată că diferenţa $\Delta\varepsilon$, notată cu i_{mp}, creşte aproximativ pînă la presiunea $p=3{,}0$ daN/cm² ; în continuare, creşterea este neglijată şi poate fi considerată constantă.

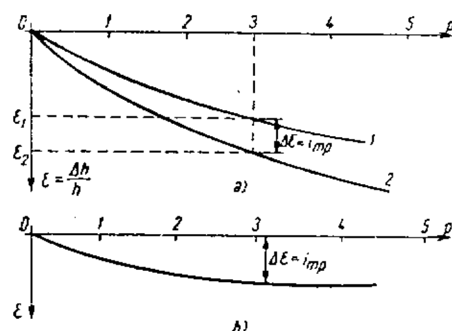


Fig. 6.5. Deformaţia pămînturilor macroporice :
a — curbele de compresiune-deformaţie ale probei; *b* — curba tasărilor specifice la înmuiere.

Pentru a stabili valoarea maximă i_{mp}, nu este necesar să se facă încercări de laborator separate cu scopul de a obţine cele două curbe de compresiune-deformaţie *1* şi *2*, ci se procedează în modul următor : se supune proba în stare naturală încercării edometrice pînă la presiunea de 3 daN/cm², aşteptînd consolidarea ei la fiecare treaptă de presiune, apoi se inundă proba cu apă, menţinînd constantă presiunea de 3 daN/cm². Din cauza umezirii probei se produce o tasare suplimentară a probei (fig. 6.6). Diferenţa dintre deformaţiile specifice corespunzătoare celor două stări de umiditate la presiunea de 3 daN/cm² dă valoarea căutată $\Delta\varepsilon=i_{m3}$.

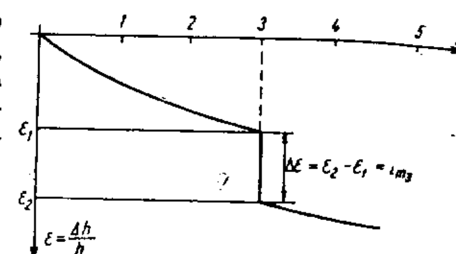


Fig. 6.6. Încercarea edometrică prin inundarea probei la presiunea de 3,0 daN/cm².

Valoarea i_{m3} se numeşte *tasarea specifică la umezire.*

După valoarea tasării specifice la umezire pentru presiunea de 3 daN/cm² (i_{m3}), pămînturile se clasifică în :

— insensibile la umezire, dacă valoarea

$$i_{m3}<2{,}0 \text{ cm/m}; \quad (6.11)$$

— sensibile la umezire, dacă valoarea

$$i_{m3}\geqslant 2{,}0 \text{ cm/m}. \quad (6.11')$$

Conform *Normativului pentru proiectarea şi executarea construcţiilor fundate pe pămînturi macroporice sensibile la umezire* (C. 7—67), pămînturile sensibile la umezire se încadrează în două grupe :

— *grupa A*, în care intră pămînturile la care tasarea suplimentară prin umezire sub greutate proprie este mai mică decît 5 cm.

— *grupa B*, în care intră pămînturile la care tasarea suplimentară prin umezire sub greutate proprie este mai mare decît 5 cm.

Incadrarea pămînturilor sensibile la umezire în una din cele două grupe se poate face fie prin încercări experimentale de inundare (C. 7—67, anexa 2 pct. 1), fie prin calcul efectuat pe baza datelor obţinute din încercări de laborator (C. 7 —67 anexa 3 pct. 10).

În cazul cînd pentru stabilirea grupei de încadrare nu se dispune de datele necesare, normativul C. 7—67 precizează că terenurile de fundaţie, la care grosimea pachetului de strate sensibile la umezire nu depăşeşte 5 m, se pot considera că fac parte din *grupa A*.

Cunoaşterea grupei în care se incadrează un pămînt sensibil la umezire, folosit ca teren de fundaţie, este necesară atît pentru alegerea sistemului static şi de fundare al construcţiei, cît şi pentru prevederea unor măsuri de protecţie. Aceste măsuri, în general, au scopul de a feri stratele de

pămînt macroporice, sensibile la umezire, de sub fundații de contactul cu apa provenită din precipitații, din conductele de apă, din canalizări etc.

Pentru stabilitatea construcțiilor fundate pe terenuri sensibile la umezire este importantă tasarea probabilă totală. Mărimea acesteia se poate determina orientativ cu ajutorul relației :

$$S=\sum_{i=1}^{n} i_{mp_i} h_i m, \qquad (6.12)$$

în care :

- i_{mp_i} este tasarea specifică la umezire (cm/m) corespunzătoare fiecărui strat sensibil la umezire care intră în alcătuirea stratificației terenului de fundație, stabilită pentru presiunea p_i rezultată din însumarea presiunii geologice cu cea din construcție, la nivelul mijlocului stratului i ;
- h_i — grosimea stratului i, în m ;
- m — coeficientul condițiilor de lucru ;
- n — numărul stratelor.

Însumarea conform relației (6.12) se face în limitele întregului pachet de strate sensibile la umezire, pentru care tasarea specifică la umezire, corespunzătoare încărcării de 3 daN/cm², $i_{m3} \geqslant 2$ cm/m.

Valorile coeficientului condițiilor de lucru m se iau astfel :

a) pentru fundații continui sau izolate cu dimensiunea, în plan, cea mai mică pînă la 2,00 m, coeficientul m are următoarele valori :

$m=2$ — pentru strate situate la adîncimi mai mici decît 1,5 B (B fiind dimensiunea cea mai mică a suprafeței în plan a fundației) ;

$m=1$ — pentru celelalte strate inferioare, în limita grosimii totale a pachetului de stratele sensibile la umezire ;

b) pentru fundații cu dimensiuni în plan mai mari de 2,00 m, coeficientul condițiilor de lucru are valoarea $m=1$.

6.2. DISTRIBUȚIA EFORTURILOR ÎN PĂMÎNT

6.2.1. GENERALITĂȚI

Cunoașterea distribuției eforturilor în pămînt este necesară pentru dimensionarea fundațiilor construcțiilor și pentru calculul tasărilor probabile sub sarcinile transmise terenului de către construcții.

Repartiția eforturilor unitare în teren este o problemă complexă în comparație cu distribuția tensiunilor în elementele unei construcții (planșee, stîlpi, grinzi etc.).

Din punctul de vedere teoretic, problemele de bază ale repartiției eforturilor în interiorul unui masiv omogen, izotrop, elastic, semiinfinit, solicitat de o forță concentrată au fost rezolvate de Boussinesq, iar pentru sarcina liniară uniform repartizată de Flamand. În teoria elasticității,

prima este cunoscută ca problema spațială a distribuției eforturilor într-un masiv semiinfinit, iar a doua ca problema plană.

În mecanica pămînturilor, aceste teorii au o largă aplicare, deși pămînturile nu sînt corpuri elastice. Legile teoriei elasticității se pot aplica și pentru corpuri continui, liniar deformabile, adică pentru corpuri la care relația dintre eforturi și deformații poate fi exprimată printr-o funcție liniară. Acest lucru, la pămînturi, se admite între anumite limite ale presiunilor, chiar cu scopul de a putea extinde valabilitatea legilor elasticității și asupra lor.

6.2.2. DISTRIBUȚIA EFORTURILOR UNITARE VERTICALE ÎN TEREN PE BAZĂ DE ÎNCERCĂRI

Pămînturile care formează terenul de fundație nu sînt perfect elastice, ceea ce face ca rezultatele experimentale să ducă la deosebiri în distribuția eforturilor față de rezultatele teoretice. Din încercările făcute pe modele, cît și din observațiile efectuate pe construcțiile executate și din compararea rezultatelor obținute pe cele două căi, se pot trage importante concluzii în privința comportării pămînturilor sub solicitări.

Rezultatele obținute se grupează în două părți : distribuția eforturilor pe suprafața de contact (talpa fundației) și distribuția eforturilor în adîncime.

6.2.2.1. Distribuția eforturilor în teren imediat sub talpa fundației

Pentru a stabili distribuția eforturilor pe suprafața de contact (imediat sub talpa fundației) s-au făcut încercări pe nisip, cu modele de formă circulară, avînd diametrele de 34, 45, 60 și 110 cm. S-au aplicat pe plăci circulare, rigide, forțe P de diferite mărimi, în așa fel ca presiunea rezultată :

$$p_0=\frac{P}{A} \qquad (6.13)$$

să fie aceeași pentru fiecare placă. Diagramele de eforturi unitare rezultate sînt arătate în figurile 6.7, *a*, *b*, *c*, *d*.

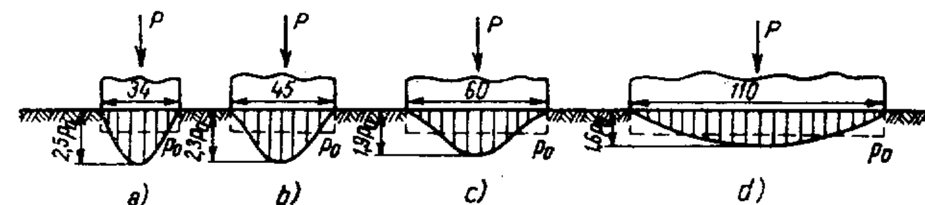


Fig. 6.7. Diagrama eforturilor unitare pe suprafața de contact la nisipuri : *a*, *b*, *c*, *d* — diferite dimensiuni de fundații.

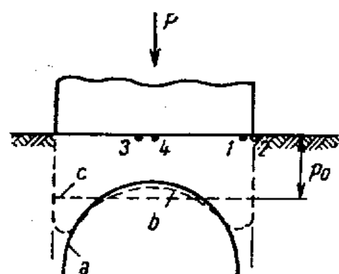


Fig. 6.8. Diagrama eforturilor unitare pe suprafaţa de contact la pămînturi coezive.

Presiunile au valoarea maximă în axa plăcii de încercare, concentrarea lor în axa plăcii scăzînd însă cu sporirea suprafeţei de contact. La marginea plăcii presiunile scad la valoarea zero. Granulele de nisip au posibilitatea să refuleze lateral şi din cauza aceasta terenul opune o reacţiune mai mare în apropierea axei, (unde refularea este împiedicată) decît la marginea plăcii.

La pămînturile coezive încercările arată o repartizare a eforturilor unitare, pe suprafaţa de contact, în formă de şea (fig. 6.8, curba *b*). Eforturile mai mari sînt la marginea plăcii. Placa fiind rigidă, tasarea provocată de o forţă concentrată *P* este uniformă. În aceste condiţii, o particulă situată sub marginea plăcii (*1*) va exercita o reacţiune sporită, din cauză că, ea fiind legată prin coeziune de particulele din exteriorul plăcii (*2*) va trebui să le antreneze şi pe acestea în deplasarea verticală. Efortul transmis de placă particulei *1* va fi deci mai mare ca acela transmis particulelor *3* sau *4*, care nu se împiedică unele pe altele în deplasarea lor. Concentrarea eforturilor spre marginile fundaţiei rezultă şi prin calcule teoretice (fig. 6.8, curba *a*).

6.2.2.2. Distribuţia eforturilor unitare verticale în adîncime

Făcîndu-se încercări pe modele, în aceleaşi condiţii cum s-au făcut încercările pentru stabilirea eforturilor pe suprafaţa de contact, pentru diferite adîncimi s-au obţinut rezultatele arătate în figura 6.9.

După cum se vede, şi în adîncime eforturile unitare sînt concentrate în axa fundaţiei. Eforturile maxime din axa fundaţiei scad cu adîncimea,

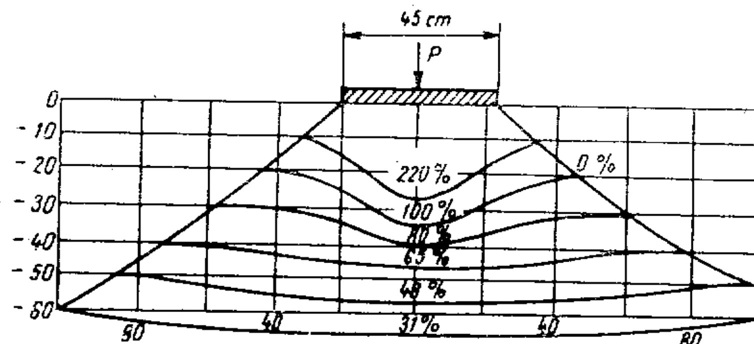


Fig. 6.9. Diagrama eforturilor unitare în adîncime la nisipuri.

dar se extind pe o suprafaţă din ce în ce mai mare. Diagramele de presiuni în secţiune au formă de clopot.

Se obţine o reprezentare clară a eforturilor verticale prin izobare, care rezultă din unirea punctelor de egală presiune din teren (fig. 6.10).

Izobara zero împarte semispaţiul într-o zonă activă, influenţată de sarcinile transmise terenului şi o zonă inactivă, neinfluenţată de aceste sarcini. Izobara zero pleacă din marginea plăcii sub un unghi de cca. 35° şi se apropie asimptotic de orizontală pe măsură ce înaintează în adîncime. Pentru calculul tasărilor se admite că izobara zero este o dreaptă care face cu orizontala un unghi de 45° precum şi simplificarea că, la fiecare nivel considerat presiunile extinse între izobarele zero sînt uniform repartizate.

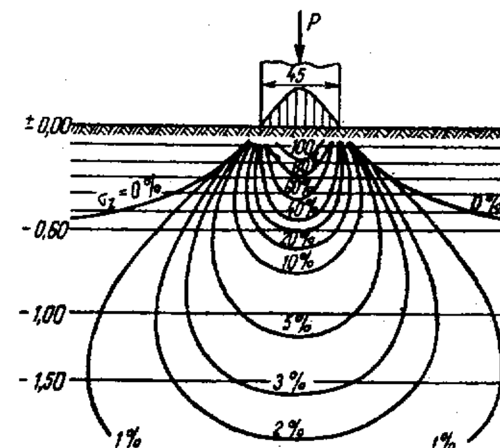


Fig. 6.10. Construcţia izobarelor.

6.2.3. DISTRIBUŢIA EFORTURILOR ÎN CAZUL SUPRAFEŢELOR CU CONTUR ÎNCHIS. METODA PUNCTULUI DE COLŢ

Sarcinile construcţiilor nu se transmit terenului în mod concentrat sau liniar distribuit, ci repartizate pe suprafaţa de contact dintre fundaţie şi teren.

Se consideră o fundaţie de formă dreptunghiulară cu laturile *a* şi *b*, care transmite terenului presiunea uniform repartizată notată cu *p* (fig. 6.11).

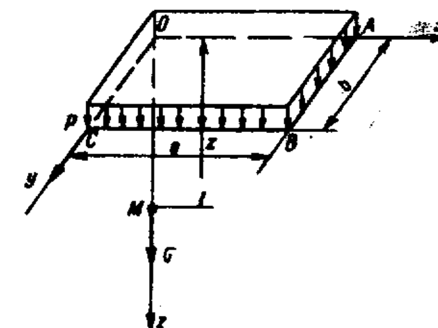


Fig. 6.11. Distribuţia eforturilor la suprafeţe dreptunghiulare.

Presiunea într-un punct din teren situat la adîncimea z față de talpa fundației pe o verticală care trece prin colțul fundației O se determină aplicînd o relație teoretică, prezentată prescurtat sub forma :

$$\sigma_z = pI_3. \tag{6.14}$$

Valorile coeficientului de influență I_3 sînt date în tabela 6.1, în funcție de adîncimea relativă $\frac{z}{b}$ și de forma fundației prin raportul $\frac{a}{b}$.

Tabela 6.1.

Valorile coeficientului I_3 pentru determinarea efortului unitar σ_z. Metoda punctului de colț.

Adîncimea relativă $\frac{z}{b}$	Coeficient de influență I_3						
	$\frac{a}{b}=1,0$	$\frac{a}{b}=1,5$	$\frac{a}{b}=2,0$	$\frac{a}{b}=3,0$	$\frac{a}{b}=5,00$	$\frac{a}{b}=10,00$	$\frac{a}{b}=\infty$
0,25	0,2473	0,2482	0,2483	0,2484	0,2485	0,2485	0,2485
0,50	0,2325	0,2378	0,2391	0,2397	0,2398	0,2399	0,2399
0,75	0,2060	0,2182	0,2217	0,2254	0,2239	0,2240	0,2240
1,00	0,1752	0,1936	0,1999	0,2034	0,2044	0,2046	0,2046
1,50	0,1210	0,1451	0,1561	0,1638	0,1665	0,1670	0,1670
2,00	0,0840	0,1071	0,1202	0,1316	0,1363	0,1374	0,1374
3,00	0,0447	0,0612	0,0732	0,0860	0,0959	0,0987	0,0990
4,00	0,0270	0,0383	0,0475	0,0604	0,0712	0,0758	0,0764
6,00	0,0127	0,0185	0,0238	0,0323	0,0431	0,0506	0,0521
8,00	0,0073	0,0107	0,0140	0,0195	0,0283	0,0367	0,0394
10,00	0,0048	0,0070	0,0092	0,0129	0,0198	0,0279	0,0316
12,00	0,0033	0,0049	0,0065	0,0094	0,0145	0,0219	0,0264
15,00	0,0021	0,0031	0,0042	0,0061	0,0097	0,0158	0,0211
18,00	0,0015	0,0022	0,0029	0,0043	0,0069	0,0118	0,0177
20,00	0,0012	0,0018	0,0024	0,0035	0,0057	0,0099	0,0159

Valorile coeficientului de influență I_3 pot fi stabilite și cu ajutorul curbelor lui Steinbrenner, arătate în figura 6.12.

Pentru stabilirea mărimii efortului σ_z, la o anumită adîncime z, se determină cu ajutorul abacelor Steinbrenner valoarea raportului $\frac{\sigma_z}{p}$ în felul următor : pe ordonată se măsoară $\frac{z}{b}$, se duce o orizontală din dreptul valorii acestui raport pînă la intersecția cu curba corespunzătoare raportului $\frac{a}{b}$, de unde se ridică o verticală care intersectează axa absciselor în dreptul valorii $\frac{\sigma_z}{p}$ căutate.

La formarea rapoartelor $\frac{z}{b}$ și $\frac{a}{b}$ trebuie respectată regula că b reprezintă totdeauna latura mică a dreptunghiului.

Prin metoda arătată mai sus se obține efortul unitar σ_z, în dreptul verticalei ce trece prin colțul dreptunghiului. Dar cu ajutorul acestei metode se poate determina efortul unitar în oricare punct a suprafeței dreptunghiulare. În acest scop se împarte dreptunghiul în două sau patru dreptunghiuri mai mici, avînd colțurile în punctul considerat B, C, M, N, așa cum arată figura 6.13, a, b, c, d ; se stabilește efortul în punctul de colț

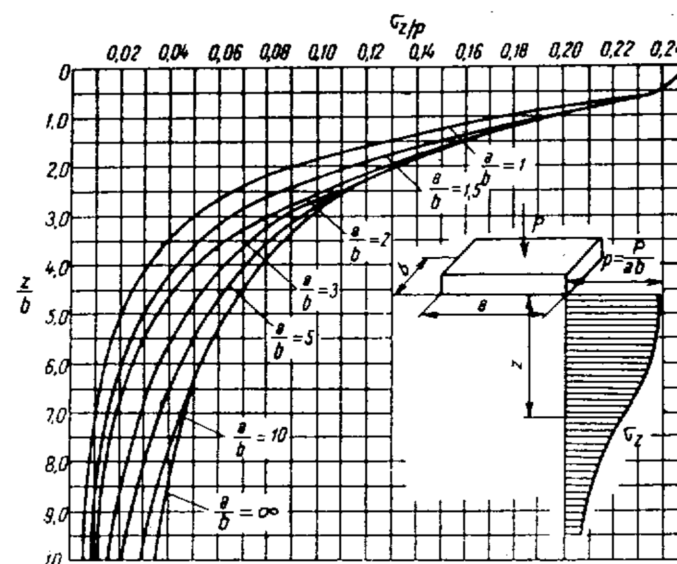


Fig. 6.12. Curbele lui Steinbrenner.

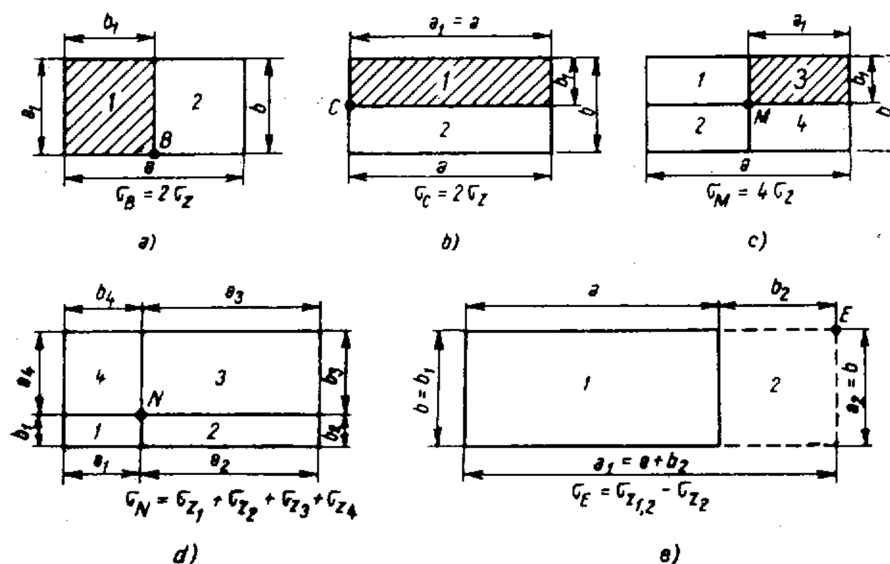


Fig. 6.13. Aplicarea metodei punctului de colț :

a — punctul pe latura mare; *b* — punctul pe latura mică; *c* — punctul în centrul conturului; *d* — punctul în interiorul conturului; *e* — punctul în exteriorul conturului.

al dreptunghiurilor rezultate şi apoi se aplică principiul suprapunerii eforturilor. În figura 6.13, *e* se arată modul de a determina efortul unitar într-un punct exterior dreptunghiului (pct. *E*).

Valoarea maximă σ_z, care la orice nivel se găseşte pe verticala care trece prin centrul de greutate al fundaţiei, trebuie cunoscută pentru a putea compara efortul unitar din solicitarea exterioară cu presiunea admisă a terenului. Pentru calculul tasărilor probabile este recomandabil să nu se calculeze cu valoarea maximă a efortului σ_z, ci să se stabilească o valoare medie.

6.3. CALCULUL TASĂRILOR

Cunoaşterea deformaţiilor terenului de fundaţie şi deci a tasării construcţiei este necesară pentru alegerea fundaţiilor corespunzătoare structurii de rezistenţă a suprastructurii, dimensionarea fundaţiilor, stabilirea poziţiei rosturilor de tasare şi asigurarea unei comportări bune a tuturor instalaţiilor care ar putea fi deteriorate prin neluarea în seamă a tasărilor.

Dificultăţile care se ivesc la stabilirea mărimii tasării constau în următoarele :

— cunoaşterea reală a caracteristicilor de compresibilitate ale diferitelor strate, variaţia pe adîncime a acestor caracteristici, neomogenitatea şi anizotropia terenului de fundaţie ;

— alegerea metodei de calcul care să corespundă cît mai bine condiţiilor reale ;

— considerarea conlucrării dintre construcţie (fundaţie) şi terenul de fundaţie, fapt care influenţează modul de repartizare a presiunilor în teren sub talpa fundaţiei.

Factorii care influenţează tasarea terenului de fundaţie fiind foarte numeroşi, metodele de calcul diferă în funcţie de ipotezele simplificatoare admise.

Pentru calculul tasării s-au elaborat două metode de calcul ; una bazată pe formulele deduse din teoria elasticităţii (spaţiu semiinfinit elastic, omogen şi izotrop) şi a doua bazată pe distribuţia eforturilor în teren.

Calculul tasărilor bazat pe cunoaşterea distribuţiei eforturilor în teren permite stabilirea tasărilor în cazul stratelor tasabile de grosime mică sau a stratelor cu caracteristici mecanice diferite.

6.3.1. CALCULUL TASĂRII ÎN CAZUL UNUI STRAT TASABIL SITUAT IMEDIAT SUB TALPA FUNDAŢIEI

Calculul tasării se bazează pe legătura lineară între eforturi şi deformaţii, considerînd terenul ca un mediu ideal, omogen şi izotrop.

Cota de fundare fiind *D* şi fundaţia transmiţînd o presiune uniform distribuită p_0, sporul de presiune care produce tasarea este :

$$p = p_0 - \gamma_a D. \tag{6.15}$$

Calculul tasării se va face deci pentru presiunea *p*. Fiind vorba de o sarcină transmisă pe o suprafaţă limitată, se poate admite repartizarea presiunii în adîncime după plane înclinate cu unghiul α (fig. 6.14). Acest unghi variază pentru pămînturile nisipoase între 40—45°, iar pentru pămînturile coezive poate atinge valori pînă la 70°.

La nivelul *z*, presiunea p_z se consideră uniform repartizată.

Formulele pentru calculul tasării diferă după cum fundaţia este izolată sau în fîşie. Astfel :

— Pentru fundaţiile pătrate de latură *a*, sau dreptunghiulare asimilabile cu un pătrat (de suprafaţă egală), tasarea este dată de relaţia :

$$s = \Delta h = \frac{p}{M} \frac{ah}{a + 2h \operatorname{tg} \alpha}, \tag{6.16}$$

unde *M* este modulul de deformaţie liniară edometric.

— În cazul fundaţiei cu secţiunea circulară cu diametrul *d*, tasarea este :

$$s = \Delta h = \frac{p}{M} \frac{dh}{d + 2h \operatorname{tg} \alpha}. \tag{6.17}$$

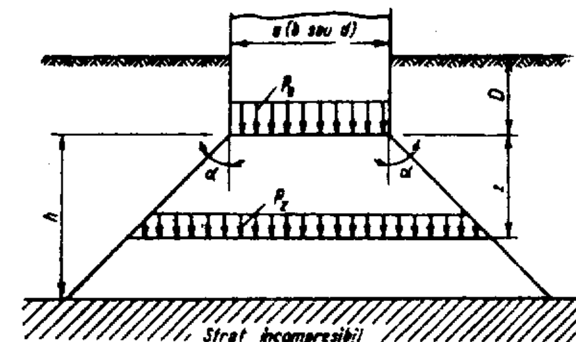


Fig. 6.14. Strat tasabil situat imediat sub talpa fundaţiei.

— Pentru o fundaţie în fişie cu lăţimea b, admiţînd aceeaşi repartizare a presiunii după plane cu înclinarea α, tasarea se calculează cu relaţia :

$$s=\Delta h=\frac{pb}{2M\,\mathrm{tg}\,\alpha}\ln\frac{b+2h\,\mathrm{tg}\,\alpha}{b}. \qquad (6.18)$$

Dacă suprafaţa fundaţiei este mare în raport cu grosimea stratului tasabil, fiind satisfăcută relaţia :

$$h\leqslant\frac{1}{2}b, \qquad (6.19)$$

în care b este lăţimea fundaţiei, tasarea se poate calcula cu formula simplificată obţinută din legea îndesării :

$$s=\frac{C_c ph}{1+e}=\frac{ph}{M}, \qquad (6.20)$$

unde :

C_c este indicele de compresibilitate ;

$M=\frac{1+e}{C_c}$ — modulul de deformaţie liniară edometric ;

e — indicele porilor pentru terenul în stare naturală ;

p şi h — au semnificaţiile din figura 6.14.

6.3.2. CALCULUL TASĂRII CÎND STRATUL TASABIL ESTE INTERCALAT ÎNTRE DOUĂ STRATE INCOMPRESIBILE

Dacă stratul tasabil de grosime h se găseşte intercalat între două strate incompresibile (fig. 6.15), tasările se calculează cu relaţiile :

— pentru fundaţia pătrată de latură a :

$$s=\Delta h=\frac{p}{M}\,\frac{a^2h}{(a+2h_1\,\mathrm{tg}\,\alpha)(a+2h_2\,\mathrm{tg}\,\alpha)}; \qquad (6.21)$$

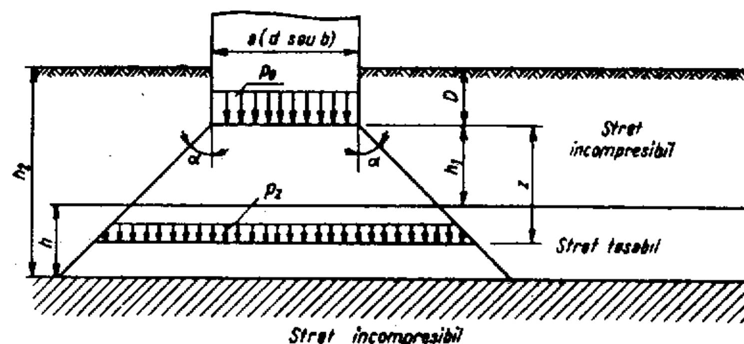


Fig. 6.15. Strat tasabil intercalat între două straturi incompresibile.

— pentru fundaţia circulară cu diametrul d :

$$s=\Delta h=\frac{p}{M}\,\frac{d^2h}{(d+2h_1\,\mathrm{tg}\,\alpha)(d+2h_2\,\mathrm{tg}\,\alpha)}; \qquad (6.22)$$

— pentru fundaţia în fişie de lăţime b :

$$s=\Delta h=\frac{pb}{2M\,\mathrm{tg}\,\alpha}\ln\frac{b+2h_2\,\mathrm{tg}\,\alpha}{b+2h_1\,\mathrm{tg}\,\alpha}. \qquad (6.23)$$

Cînd stratul tasabil are o grosime mică ($h\leqslant 1$ m), putînd considera presiunea pentru un asemenea strat constantă şi egală cu valoarea corespunzătoare nivelului mediu al stratului, tasarea poate fi calculată cu următoarele relaţii simplificate :

— pentru fundaţia pătrată :

$$s=\Delta h=\frac{pa^2h}{M\left[a+2\left(h_1+\frac{h}{2}\right)\mathrm{tg}\,\alpha\right]^2}; \qquad (6.24)$$

— pentru fundaţia circulară :

$$s=\Delta h=\frac{pd^2h}{M\left[d+2\left(h_1+\frac{h}{2}\right)\mathrm{tg}\,\alpha\right]^2}; \qquad (6.25)$$

— pentru fundaţia în fişie :

$$s=\Delta h=\frac{pbh}{M\left[b+2\left(h_1+\frac{h}{2}\right)\mathrm{tg}\,\alpha\right]}. \qquad (6.26)$$

6.3.3. METODA ÎNSUMĂRII

Se aplică în cazul în care stratul tasabil are grosime mare şi modulul de deformaţie variază cu adîncimea, sau cînd terenul de fundaţie este format din mai multe strate cu caracteristici mecanice diferite.

Metoda însumării tasărilor stratelor elementare cuprinde următoarele operaţiuni :

— determinarea variaţiei eforturilor unitare în adîncime ;

— determinarea adîncimii pînă la care se consideră practic influenţa încărcării transmise de fundaţie (determinarea zonei active) ;

— determinarea tasărilor stratelor elementare şi a tasării totale prin însumarea deformaţiilor stratelor elementare.

Calculul se face cu sporul de presiune p calculat cu relaţia (6.15).

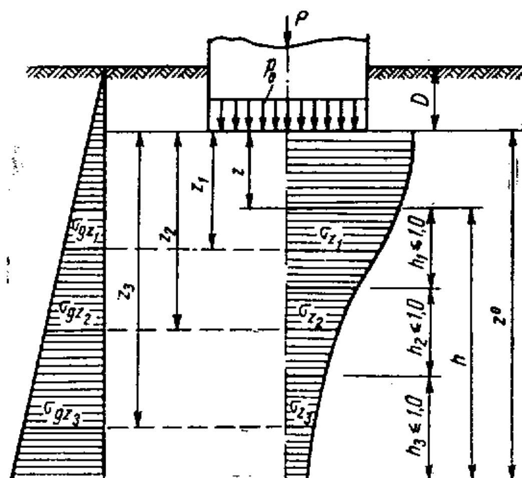


Fig. 6.16. Calculul tasării prin metoda însumării.

Zona activă pînă la care se calculează tasarea se limitează la adîncimea z^0 măsurată de la nivelul tălpii fundației, la care este satisfăcută relația :

$$\sigma_{z^0}=0,2\,\sigma_{gz^0},\qquad(6.27)$$

unde :

σ_{z^0} este efortul unitar din dreptul centrului de greutate al fundației, la adîncimea z^0 ;

σ_{gz^0} — presiunea geologică la adîncimea z^0.

Stratul tasabil de grosime h se împarte în n straturi elementare, în așa fel, încît grosimea stratului elementar să nu depășească aproximativ 1,0 m (fig. 6.16) :

$$h_i=\frac{h}{n}\leqslant 1,0\ \text{m}.\qquad(6.28)$$

Împărțirea în fîșii elementare se face ținîndu-se seama și de delimitarea naturală dintre stratele cu caracteristici fizice și mecanice diferite.

Pe grosimea stratului elementar se consideră atît presiunea σ_{zi} cît și modulul de deformație M constante și egale cu valorile corespunzătoare mijlocului stratului i. Admițînd relația dintre presiune și deformația liniară, tasarea se poate calcula pentru un strat elementar cu relația :

$$s_i=\sigma_{zi}\frac{h_i}{M_i},\qquad(6.29)$$

în care :

σ_{zi} este presiunea corespunzătoare mijlocului stratului elementar i ;

h_i — înălțimea stratului elementar ;

M_i — modulul de deformație liniară edometric, corespunzător aceluiași strat i.

Valoarea modulului se determină chiar pentru același teren pentru fiecare strat elementar în parte.

Tasarea totală se obține însumînd tasările stratelor elementare :

$$s=\sum_1^n\sigma_{zi}\frac{h_i}{M_i}.\qquad(6.30)$$

O metodă foarte simplă și suficient de exactă pentru evaluarea tasărilor este aceea care utilizează direct curba de compresiune-deformație.

Din diagrama compresiune-deformație se determină pentru fiecare strat h_i tasarea specifică ε_i corespunzătoare intervalului de presiune $\sigma_{gzi}-(\sigma_{gzi}+\sigma_{zi})$, ca în figura 6.17.

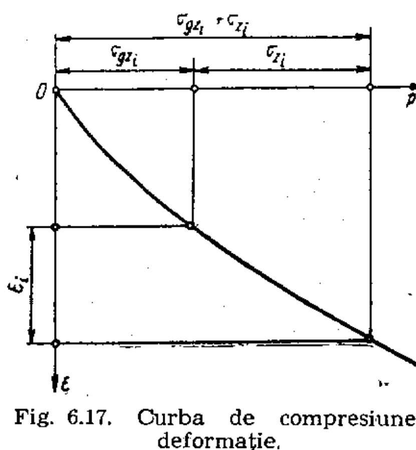


Fig. 6.17. Curba de compresiune-deformație.

Întrucît diagrama compresiune-deformație nu este liniară, deformația specifică ε_i nu se calculează direct pentru valoarea σ_{zi}, ci pentru sporul de presiune peste sarcina geologică, adică pentru $(\sigma_{gzi}+\sigma_{zi})-\sigma_{gzi}$, așa cum rezultă și din figura 6.17.

Tasarea totală va fi :

$$s=\Delta h=\sum_1^n\varepsilon_i h_i.\qquad(6.31)$$

6.3.4. CALCULUL TASĂRII CU METODA STAS 3300-71

STAS 3300-71 folosește metoda însumării atunci cînd terenul este format din unul sau mai multe strate de pămînt.

Adîncimea zonei active se poate determina cu relația (6.27) sau în mod aproximativ cu ajutorul abacelor, în funcție de presiunea p, raportul laturilor fundației și lățimea ei.

Conform acestui normativ se poate calcula tasarea probabilă a fundațiilor izolate sau continue, cu relația :

$$s=pb\sum\frac{K_i-K_{i-1}}{E_i}(1-\nu_i^2),\qquad(6.32)$$

în care :

p este presiunea medie pe talpa fundației calculată cu relația (6.15), în daN/cm² ;

b — lățimea fundației, în cm ;

K_i şi K_{i-1} — coeficienţi determinaţi în funcţie de $n=\frac{a}{b}$ şi $m=\frac{2z_i}{b}$ stabiliţi pentru nivelul inferior respectiv superior al stratului i (tabela 7, STAS 3300-71) ;

E_i şi ν_i — modulul de deformaţie liniară, respectiv coeficientul lui Poisson determinaţi pentru mijlocul stratului i.

Modulul de deformaţie liniară E_i se determină în urma încercărilor efectuate pe teren prin încercări de suprafaţă sau în gaură de foraj.

Coeficientul lui Poisson ν se poate aprecia în toate cazurile practice conform tabelui 6 (STAS 3300-71).

În cazul în care se dispune de modulul de deformaţie liniară edometric M_i, în formula (6.32) se introduce valoarea E_i calculată cu relaţia :

$$E_i=M_iM_{oi} \qquad (6.33)$$

în care M_{oi} este un coeficient pentru trecerea de la modulul determinat în laborator M_i şi cel determinat pe teren E_i pentru stratul i.

6.3.5. URMĂRIREA TASĂRII CONSTRUCŢIILOR

Urmărirea tasării construcţiilor se face atît în timpul execuţiei cît şi a exploatării lor. STAS 2745/69 precizează cazurile în care este obligatoriu să se urmărească tasările, modul de amplasare a reperelor fixe şi reperelor mobile (mărcile) şi felul în care se desfăşoară operaţiile de urmărire a tasărilor.

Urmărirea mişcării construcţiilor se impune în următoare cazuri :

— Cînd studiul geotehnic arată că în raport cu importanţa construcţiei şi natura terenului de fundare urmărirea este necesară. Terenurile de fundare care impun această urmărire sînt alcătuite în general din pămînturi coezive cu compresibilitate mare, pămînturi sensibile la umezire, umpluturi, roci stîncoase puternic degradate sau supuse acţiunii de dizolvare.

— Cînd se prevede că în apropierea construcţiei pot să acţioneze sarcini importante date de supraîncărcări (terasamente, materiale depozitate, construcţii înalte) sau surse de trepidaţii care ar acţiona permanent.

— Dacă în timpul execuţiei sau exploatării apar în elementele construcţiei crăpături, fisuri sau mişcări care pot fi atribuite deformaţiei terenului de fundare.

Prin observarea tasărilor se urmăreşte verificarea comportării în timp a construcţiilor în raport cu ipotezele adoptate în proiect, stabilirea influenţei construcţiilor noi asupra construcţiilor vecine, sesizarea anomaliilor din punct de vedere al terenului de fundare în vederea luării unor măsuri de remediere menite să asigure stabilitatea construcţiei (dacă este cazul), obţinerea unor date experimentale utilizabile la perfecţionarea metodelor de calcul a deformaţiilor terenului de fundare.

La urmărirea tasărilor în timpul execuţiei măsurătorile încep imediat ce este posibilă aşezarea mărcilor pe elementele construcţiei. Măsurătorile se programează astfel încît ele să coincidă pe cît posibil cu terminarea unei etape de lucru (terminarea parterului, a fiecărui etaj, terminarea glisării etc.).

În cazul unor întreruperi de durată mare se efectuează măsurători la începutul şi sfîrşitul întreruperii.

La urmărirea tasărilor în timpul exploatării măsurătorile se vor efectua în timpul încărcării construcţiei şi la intervale astfel alese încît să se poată stabili modul de desfăşurare a tasărilor în timp.

Intervalele de timp prevăzute pot fi modificate în cazurile în care intervin anumite acţiuni externe de natură să influenţeze mişcările construcţiei, cum ar fi variaţia nivelului apelor subterane, aplicarea unor încărcări, vibraţii, exploatări cu explozivi sau cînd apar fisuri sau crăpături în construcţie care pot fi atribuite deformaţiei terenului de fundare.

Stabilirea mişcării construcţiei se face prin nivelmentul de precizie al unor repere mobile fixate pe construcţie şi care se deplasează odată cu aceasta, faţă de repere fixe situate în afara construcţiei.

Amplasarea reperelor fixe se face în locurile ferite de circulaţie, astfel încît de la un reper să se poată viza cît mai multe repere mobile (mărci).

Se recomandă ca reperele fixe să fie construite în cămine vizitabile, iar cota capului reperului să fie cu minimum 0,50 m sub cota prevăzută în sistematizarea verticală.

Mărcile se fixează în aşa fel încît să poată fi conservate şi păstrate, să fie accesibile măsurătorilor, atît în timpul execuţiei cît şi al exploatării construcţiei.

Instalarea reperelor şi mărcilor se face de către constructor la timpul şi în locul fixat de proiect.

Pentru urmărirea evoluţiei fisurilor şi crăpăturilor se folosesc mărci de metal sau sticlă sub forma unor plăcuţe marcate, fixate pe cele 2 laturi ale fisurii.

6.3.6. EXEMPLE DE TASARI

a) Clădirile lungi au tasări mai mari la mijlocul lor atunci cînd sub ele se găseşte un strat tasabil de aceeaşi grosime (fig. 6.18). Presiunile mari se concentrează spre mijlocul construcţiei provocînd deformaţii mai mari în acest sector.

b) Construcţiile aşezate una lîngă alta se influenţează reciproc în privinţa tasărilor. Două clădiri învecinate construite în acelaşi timp au ten-

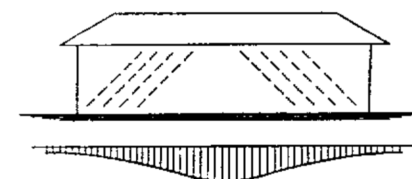


Fig. 6.18. Tasarea unei clădiri de lungime mare.

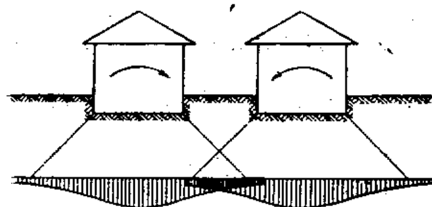


Fig. 6.19. Tasări la clădiri vecine construite în acelaşi timp.

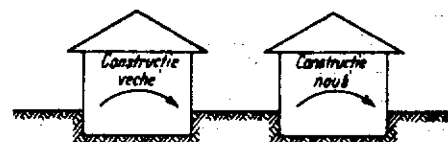


Fig. 6.20. Tasări la clădiri vecine construite cu o decalare de timp.

-dința de a se inclina una spre alta din cauza tasării. Prin suprapunerea diagramelor de presiune, în porțiunea dintre clădiri apar presiuni mai mari ca în părțile exterioare, ceea ce provoacă tasări mai mari. Clădirile se vor înclina conform figurii 6.19.

c) Dacă lîngă o clădire existentă se construieşte în apropiere o altă clădire, ambele clădiri au tendința de a se înclina în acelaşi sens (fig. 6.20). Clădirea veche are tendința de a se înclina spre cea nouă deoarece presiunile în regiunea dintre cele două clădiri sporesc. Clădirea nouă se va înclina spre exterior, datorită faptului că în această parte terenul de fundație nu a fost supus consolidării, lucru ce s-a produs în jurul construcției vechi.

d) După direcția fisurilor se poate deduce modul cum s-a produs tasarea. Dacă fisurile au aceeaşi înclinare pe suprafața peretelui, clădirea are tasări mai mari sub acea parte a clădirii spre care urcă fisurile (fig. 6.21). Acest mod de tasare arată o neuniformitate a terenului de fundație de sub clădire.

La o clădire care se tasează mai mult la mijlocul ei, fisurile urcă de la marginile clădirii spre mijlocul ei (fig. 6.18). Dacă fisurile au orientări diferite pe toată suprafața peretelui se deduce că acestea s-au produs din cauza acțiunii unor forțe orizontale. Asemenea forțe orizontale pot apărea cu ocazia cutremurelor dar pot apărea şi din cauza pămînturilor cu un coeficient mai mare de contracție, cum sînt de exemplu mîlurile, argilele neconsolidate etc. (fig. 6.22).

În general, la clădiri fisurile apar în părțile pereților din dreptul ferestrelor şi uşilor unde secțiunea este mai slabă.

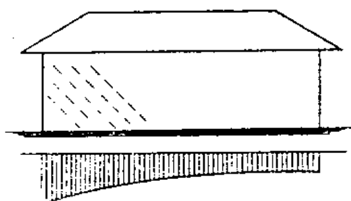


Fig. 6.21. Tasări în colțul clădirii.



Fig. 6.22. Fisurarea unei clădiri solicitată la forțe orizontale.

7. CAPACITATEA PORTANTĂ A TERENULUI DE FUNDAȚIE

Capacitatea portantă a terenului, cunoscută şi sub denumirea de presiune admisă pe teren, reprezintă presiunea maximă pe care o poate prelua terenul sub talpa fundației, astfel ca deformațiile stratelor de sub fundație să nu ajungă la valori care ar putea periclita stabilitatea construcției.

Din definirea acesteia, rezultă că presiunea admisă depinde atît de natura terenului, cît şi de structura statică a construcției. Presiunea admisă mai depinde şi de mărimea şi forma în plan a fundației.

Stabilirea capacității portante a terenului este necesară pentru dimensionarea fundațiilor, pentru alegerea tipului de fundare în condiții optime de stabilitate şi de economicitate.

De aceea, stabilirea ei cu cît mai mare exactitate, reprezintă una dintre problemele esențiale ale mecanicii pămînturilor.

Metodele folosite pentru stabilirea presiunii admise sînt împărțite în general în două mari categorii :

— metode experimentale ;

— metode de calcul bazate pe cunoaşterea caracteristicilor fizico-mecanice ale pămînturilor şi care țin seama de forma şi dimensiunile fundațiilor.

7.1. METODE EXPERIMENTALE

7.1.1. METODA OBSERVAȚIILOR

Pentru aprecierea presiunii admise se fac observații asupra modului de comportare a unor construcții, invecinate amplasamentului, pentru care urmează să se proiecteze o nouă construcție.

Apreciind modul de comportare a construcțiilor existente, ținînd seama de dimensiunile fundațiilor acestora şi de încărcările la care sînt supuse, se poate calcula presiunea efectivă pe teren.

Dacă construcția s-a comportat bine, adică n-au apărut fisuri, presiunea efectivă poate fi luată drept capacitate portantă a terenului de fundație.

Desigur că, valoarea acesteia este în genere acoperitoare însă nu şi economicoasă, deoarece s-ar putea să existe rezerve mult prea mari, adică construcţia să se comporte tot aşa de bine chiar la presiuni efective mai mari.

În cazul în care construcţia vecină s-a tasat mult, ducînd la apariţia fisurilor, care să contribuie la slaba ei exploatare, presiunea admisă pentru noua construcţie trebuie să fie luată mai mică decît presiunea efectivă de sub fundaţiile existente.

Din cele arătate rezultă că aprecierile ce se fac pe bază de observaţii sînt destul de relative, însă pentru o primă informare pot fi folosite cu destulă încredere, ele prezentînd în afara informaţiilor tehnice şi avantaje economice, deoarece cheltuielile făcute pentru investigaţie şi informare sînt în general reduse.

7.1.2. METODA ÎNCĂRCĂRILOR DE PROBĂ

Încărcările de probă se pot face atît pe fundaţii de formă şi dimensiuni reale cît şi pe plăci de încărcare.

Desigur că, încercările ce se fac pe fundaţii în scară 1 : 1 prezintă cea mai mare certitudine în ceea ce priveşte obţinerea valorii presiunii admise. Datorită încărcărilor mari la care trebuiesc supuse fundaţiile, pentru a se ajunge la stabilirea presiunii admise, metoda este foarte costisitoare, recomandîndu-se numai în cazul unor lucrări de fundare speciale. Astfel dintre încercările efectuate direct pe fundaţii, de la noi din ţară, se menţionează încercările făcute în anii 1961/1962 pe şantierul marelui combinat siderurgic din Galaţi, fundat pe terenuri loessoide.

În ceea ce priveşte încărcările pe plăci, ele prezintă avantaje economice evidente, presiunile admise şi indicii de compresibilitate obţinuţi cu acestea, fiind foarte des utilizaţi la proiectarea fundaţiilor.

Încercările se fac direct pe şantier folosind placa fie aşezată în groapa de fundaţie fie în gaura de foraj. În primul caz se utilizează plăci avînd suprafaţa de 0,50 m^2 sau mai mari, iar în cazul al doilea plăci de suprafaţă 0,06 m^2.

Obiectivele urmărite prin această încercare sînt următoarele :

— determinarea valorii modulului de deformaţie liniară al pămînturilor E, în daN/cm^2 ;

— cunoaşterea desfăşurării tasării şi aprecierea presiunii admise ;

— stabilirea sensibilităţii la înmuiere a pămînturilor, mai ales în cazul celor macroporice.

Încărcarea plăcilor se face fie prin lestare cu greutăţi, fie prin folosirea unor prese hidraulice cu compensator de presiune, pentru menţinerea constantă a încărcării.

În figura 7.1. se prezintă un sistem de încărcare pe placă aşezată în groapa de fundaţie.

Încercarea începe prin nivelarea suprafeţei pe care urmează să se aşeze placa. În gropile de fundaţie trebuie asigurată o suprafaţă liberă cel puţin de 3 ori mai mare decît suprafaţa plăcii de încărcare. Placa de încărcare se aşază direct pe pămînt, sau pe un strat subţire de mortar de ipsos cu nisip, în cazul unui pămînt care nu se nivelează bine.

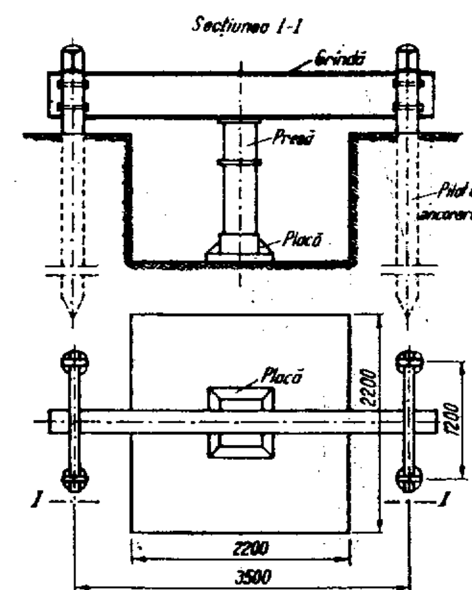


Fig. 7.1. Încercarea cu placa aplicată în groapa de fundaţie.

Încărcarea plăcii se face prin trepte de încărcare cu ajutorul presei hidraulice sau prin lestare, astfel încît să se realizeze pentru fiecare treaptă un spor de presiune de 0,25—0,50 daN/cm^2.

Deformaţiile pămîntului se citesc din 10 în 10 minute în prima oră de la aplicarea treptei de încărcare, apoi din 15 în 15 minute, în a doua oră şi din jumătate în jumătate de oră ulterior, pînă la aplicarea treptei următoare, care se aplică după stabilizarea tasărilor sub fiecare treaptă.

În funcţie de problema urmărită, se consideră tasarea sub fiecare treaptă ca stabilizată, în următoarele condiţii :

— pentru determinarea modulului de deformaţie liniară, necesar calculului fundaţiilor elastice ale construcţiilor civile şi industriale, atunci cînd microcomparatorul nu mai indică un spor de tasare mai mare decît 0,1 mm, pentru un interval de timp de 2 ore ;

— pentru determinarea modulului de deformaţie liniară, necesar calculului sistemelor rutiere, atunci cînd microcomparatorul nu mai înregistrează un spor de tasare mai mare de 0,1 mm într-un interval de timp de 10 minute.

Modulul de deformaţie liniară E se poate stabili cu ajutorul formulei (7.1), obţinute pentru tasarea semispaţiului s, sub o placă circulară rigidă :

$$E = \frac{P(1-\nu^2)}{sd}, \tag{7.1}$$

unde :

P este încărcarea plăcii ;
d — diametrul plăcii ;

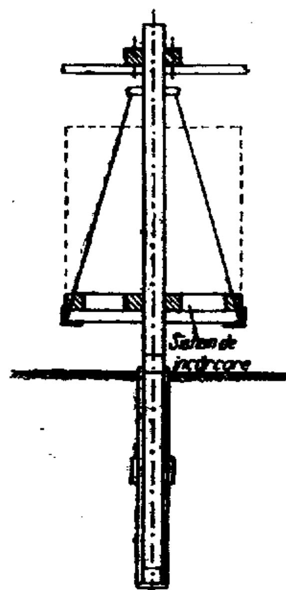


Fig. 7.2. Incercarea cu placa aplicată în gaura de foraj.

E este modulul de deformaţie liniară al terenului ;

ν — coeficientul lui Poisson.

Pentru stabilirea presiunii admise se face curba de presiune-deformaţie, din care, pentru o anumită deformaţie admisă rezultă presiunea care i-a dat naştere, presiune ce este declarată presiune admisă.

Întrucît valorile tasărilor depind de dimensiunile plăcii de încărcare, pe baza unor date empirice obţinute prin compararea rezultatelor încărcării pe plăci cu dimensiuni diferite, s-au obţinut relaţii în funcţie de natura terenului între tasarea s_1 a plăcii de încărcare tip (cu latura b_0 de 0,3 m) şi tasarea s a unei fundaţii de lăţime b.

Pentru pămînturi nisipoase :

$$s = s_1 \left(\frac{2b}{b+b_0} \right)^2, \qquad (7.2)$$

iar pentru pămînturi argiloase :

$$s = s_1 \frac{b}{b_0} \cdot \qquad (7.3)$$

Corecţiile menţionate mai sus se aplică similar şi pentru valorile presiunii admise.

Pentru aprecierea sensibilităţii la înmuiere a pămînturilor macroporice, încercările de teren cu plăci se desfăşoară în acelaşi mod ; după stabilirea tasării pămîntului cu umiditatea naturală s_2, se produce inundarea masivului de pămînt de sub placă, măsurîndu-se din nou tasarea stabilizată s_3. Coeficientul de sensibilitate la înmuiere se exprimă prin raportul $M = \frac{s_3}{s_2}$. Cînd $M_t > 5$, iar $s_3 - s_2 > 3$ cm (pentru placa de 0,50 m^2 aplicată pe un strat de cel puţin 5 m grosime) se consideră că pămîntul este sensibil la înmuiere. Cînd se studiază sensibilitatea la înmuiere, plăcile trebuie să fie perforate, pentru a permite umezirea pămîntului.

Încercările pentru determinarea sensibilităţii la înmuiere se fac de obicei în foraje (fig. 7.2). Încercările se execută în acelaşi fel ca şi în groapa de fundaţie, placa avînd un diametru de 277 mm. Metoda de calcul este similară cu cea arătată, dar rezultatelor li se aduce o corecţie din cauza comprimării tijelor metalice care transmit încărcarea la placa din foraj.

7.2. METODE DE CALCUL

Metodele de calcul a capacităţii portante a terenului de fundaţie sînt numeroase, ele avînd la bază o serie de teorii şi ipoteze privind repartizarea presiunilor în teren, aspecte referitoare la împingerea pămînturilor, etc. De obicei în proiectare sînt folosite relaţiile de calcul date prin normativele fiecărei ţări, acestea avînd la bază atît calcule teoretice cît mai ales valori experimentale verificate în practică, ceea ce face să aibă un caracter semiempiric. În cele ce urmează se vor prezenta cîteva dintre metodele frecvente folosite.

7.2.1. CALCULUL PRESIUNII ADMISIBILE CU AJUTORUL PRESCRIPŢIILOR ROMÂNEŞTI

STAS 3503-52 dă criteriile de alegere a presiunilor admisibile pe teren sub talpa fundaţiilor, în funcţie de natura şi starea fizică a terenului de fundaţie, de dimensiunile în plan ale fundaţiei şi de adîncimea de fundare, folosindu-se în cazul structurilor calculate după rezistenţele admise.

După acest normativ, presiunile admisibile sînt date pentru diferite categorii de pămînturi, pentru lăţimi de fundaţii cuprinse între 0,6—1,0 m şi pentru adîncimea de fundare $D = 2{,}0$ m (tab. 7.1) în diferite ipoteze de încărcări (încărcări fundamentale, fundamentale plus accidentale şi fundamentale, accidentale plus extraordinare).

Valorilor cuprinse în acest normativ li se aduc corecţii în funcţie de lăţimea fundaţiei şi adîncimea de fundare.

Pentru lăţimi ale fundaţiilor $B \geqslant 5{,}0$ m presiunea admisibilă se ia egală cu valorile din tabela (STAS 3503-52) majorate cu :

50% pentru bolovănişuri, pietrişuri şi pămînturi nisipoase cu excepţia nisipurilor fine prăfoase ;

20% pentru nisipuri fine prăfoase şi pămînturi argiloase.

În cazul fundaţiilor cu lăţimi intermediare : $1 < B < 5{,}0$ m, se interpolează liniar între valoarea din tabele (corespunzătoare lui $B = 1$ m) şi cea calculată (pentru lăţimea $B = 5{,}0$ m).

Pentru adîncimea de fundare $D < 2{,}0$ m se interpolează liniar între presiunea admisibilă (corectată în funcţie de lăţime) corespunzătoare adîncimii $D = 2{,}0$ m şi valoarea corespunzătoare adîncimii $D = 0$. Pentru $D = 0$, valoarea presiunii admisibile se va lua 50% din presiunea admisibilă (corectată în funcţie de B) corespunzătoare adîncimii $D = 2{,}0$ m.

Tabela 7.1

Valorile presiunilor admisibile [daN/cm²], conform STAS 3503-52.

Nr. crt.	Denumirea materialului din terenul de fundaţie	Sarcini definite conform STAS 503-49			Observaţii
		Sarcini fundamentale	Sarcini fundamentale+accidentale	Sarcini fundamentale+accidentale+extraordinare	
0	1	2	3	4	5
	I. *Roce stîncoase*				
1	Stîncă în formă de masiv compact fără crăpături sau goluri	1/7 din rezistenţa rocei la compresiune în stare saturată	1/6 din rezistenţa la compresiune în stare saturată	1/5 din rezistenţa la compresiune în stare saturată	Presiunea admisibilă în cazul fundării pe roce stîncoase nu variază cu adîncimea de fundare şi dimensiunile în plan ale fundaţiilor
2	Stîncă crăpată constînd din blocuri nelegate, asemenea unei zidării uscate	între 15...6 în funcţie de rezistenţa rocei la compresiune şi de dimensiunile fragmentelor	între 18...7 în funcţie de rezistenţa la compresiune şi dimensiunile fragmentelor	între 21...9 în funcţie de rezistenţa rocei la compresiune şi dimensiunile fragmentelor	
	II. *Roce marnoase, argiloase şi nisipoase consolidate*				
3	Marne, marne argiloase şi argile marnoase compacte, tari	7,5 ... 2,5	9,0 ... 3,0	10,0 ... 3,5	Presiunea admisibilă pe marne, argile marnoase, argile şistificate şisturi şi nisipuri cimentate se va stabili între limitele prescrise în funcţie de rezistenţa la compresiunea materialului. Valoarea pres. admisibile nu variază cu adîncimea de fundare şi dimensiunile fundaţiilor
4	Argile şistificate, argile şistoase şi şisturi, argile cu silice şi nisipuri cimentate	6,0 ... 4,0	7,0 ... 5,0	8,5 ... 5,5	

Tabela 7.1 (continuare)

0	1	2	3	4	5
	III. *Bolovănişuri, pietrişuri*				
5	Bolovănişuri cu interspaţiile umplute cu nisipuri şi pietriş	6,0	7,0	8,5	Presiunile admisibile pentru bolovănişuri şi pietrişuri cu interspaţiile umplute cu pămînturi argiloase se aleg în funcţie de starea de consistenţă a umpluturii
6	Blocuri cu interspaţiile umplute cu pămînturi argiloase	4 ... 2,5	5,0 ... 3,0	5,5 ... 3,5	
7	Pietrişuri curate	5,0	6,0	7,0	
8	Pietrişuri cu nisip	4,0	5,0	6,0	
9	Pietrişuri cu nisip argilos	3 ... 2,0	4,0 ... 3,0	5,0 ... 4,0	

IV. *Pămînturi nisipoase*

Nr. crt.	Denumirea materialului din terenul de fundaţie		Compacte	Cu îndesare mijlocie	Compacte	Cu îndesare mijlocie	Compacte	Cu îndesare mijlocie	Observaţii
10	Nisip mare		4,5	3,5	5,5	4,0	6,5	5,0	Pentru umpluturile de nisip pilonat sau vibrat umed, în strate de 0,15 ... 0,20 cm, se vor lua valorile corespunzătoare coloanei cu îndesare mijlocie. În cazul fundării pe nisipuri fine prăfoase, în apă, se va specifica pe planul săpăturilor pentru fundaţii măsurile luate pentru a împiedica antrenarea materialului prin epuismente.
11	Nisip mijlociu		3,5	2,5	4,0	3,0	5,0	4,0	
12	Nisip fin	umed, foarte umed	3,0	2,0	3,5	2,5	4,5	3,0	
		şi saturat	2,5	1,5	3,0	1,8	3,5	2,0	
13	Nisip fin şi prăfos	uscat, umed,	2,5 2,0	2,0 1,5	3,0 2,5	2,5 2,0	4,0 3,0	3,5 2,5	
		foarte umed şi saturat	1,5	1,0	1,8	1,2	2,0	1,5	

Tabela 7.1 (continuare)

0	1	2		3		4		5
	V. *Pămînturi argiloase*							
		$I_c=1$	$I_c=0$	$I_c=1$	$I_c=0$	$I_c=1$	$I_c=0$	
14	Nisipuri argiloase sau praf argilos							Presiunea admisibilă pe pămînturile argiloase se obține prin interpolare în funcție de valoarea indicelui de consistență (I_c) și apoi prin interpolare în raport cu porozitatea pămîntului (n). Pentru pămînturile argiloase tari ($I_c=1$ presiunea admisibilă se va alege după cum urmează: *a*) pentru nisipuri argiloase sau prafuri argiloase valorile corespunzătoare lui $I_c=1$; *b*) pentru argile nisipoase și argile din coloana $I_c=1$ majorate cu 20%.
	$n=33\%$	3,0	2,5	3,5	3,0	4,0	3,0	
	$n=41\%$	2,5	1,5	3,0	1,8	3,3	2,0	
15	Argilă nisipoasă sau argilă prăfoasă:							
	$n=33\%$	3,0	2,5	3,5	3,0	4,0	3,3	
	$n=41\%$	2,5	1,8	3,0	2,0	3,3	2,2	
	$n=50\%$	2,0	1,0	2,5	1,2	3,0	1,3	
16	Argile:							
	$n=37\%$	5,0	3,0	6,0	3,5	7,0	4,0	
	$n=44\%$	3,0	2,0	3,5	2,5	4,0	2,8	
	$n=52\%$	2,5	1,0	3,0	1,1	3,3	1,3	

Pentru adîncimea $D>2{,}0$ m, presiunea admisibilă p_a se calculează cu formula:

$$p_a = p_{a_2} + \frac{1}{100} K\gamma_a (D-2), \qquad (7.4)$$

unde: p_{a_2} este presiunea admisibilă corespunzătoare lățimii B la adîncimea de fundare $D=2{,}0$ m, în daN/cm²;

K — un coeficient a cărui valoare este în funcție de natura terenului de fundare de sub 2,0 m adîncime, după cum urmează:

- bolovănișuri, pietrișuri și pămînturi nisipoase cu excepția nisipurilor fine prăfoase ... $K=2{,}5$;
- nisipuri fine prăfoase și pămînturi argiloase cu excepția argilelor . . . . $K=2{,}0$;
- argile . . . . $K=1{,}0$;

γ_a — greutatea specifică aparentă a stratelor de teren de deasupra tălpii fundației, în kN/m³;

D — adîncimea de fundare, în m.

Pentru *fundațiile încărcate excentric* cu sarcini fundamentale, presiunile admisibile se vor lua din coloana sarcinilor fundamentale+accidentale, iar pentru suprapunerea sarcinilor accidentale peste cele fundamentale, se vor lua valorile din coloana sarcinii fundamentale+accidentale++extraordinare.

În STAS 8316-69 sînt date principiile fundamentale de calcul a terenului de fundare, care se efectuează în două moduri:

— la starea limită de deformație;

— la starea limită de capacitate portantă.

Starea limită de deformație corespunde situației în care deformațiile terenului de fundare conduc la deplasări și deformări ale construcțiilor incompatibile cu structura de rezistență sau cu condițiile de exploatare ale acestora.

Starea limită de capacitate portantă corespunde extinderii zonelor de rupere astfel, încît se produce pierderea stabilității terenului.

Alegerea unui mod de calcul sau a celuilalt se face în funcție de natura terenului de fundare și a sarcinilor transmise de construcție.

Pentru stabilirea preliminară a dimensiunilor în plan a fundațiilor, precum și pentru anumite construcții și terenuri de fundare precizate de STAS 8316-69, calculul se poate face folosind presiunile normate.

În tabela 7.2 sînt prezentate valorile presiunilor normate (conform STAS 8316-69) pentru diferite terenuri de fundare, ele fiind valabile pentru o lățime a fundației $B=0{,}6$—$1{,}0$ m și o adîncime de fundare $D=1{,}0$—$2{,}0$ m. Aceste valori, la fel ca și cele ale presiunilor admisibile, se corectează în funcție de lățimea fundației și adîncimea de fundare.

Tabela 7.2

Valorile presiunilor normate p^n, conform STAS 8316-69.

Denumirea terenului de fundare	[daN/cm²] p^n
1	2
Roci stîncoase	
1. Stîncă în formă de masiv compact fără crăpături sau goluri	1,6 σ_{rcs}*
2. Stîncă crăpată constînd din blocuri nelegate asemenea unei zidării uscate	7 ... 18
Roci semistîncoase	
1. Marne, marne argiloase și argile marnoase compacte	3,0 ... 9,0
2. Argile șistificate, argile șistoase, șisturi și nisipuri cimentate	5,0 ... 7,0

* σ_{rcs} reprezintă rezistența de rupere la compresiune a rocii în stare saturată, determinată pe epruvete cubice, conform STAS 6202-60.

Tabela 7.2. (Continuare)

1	2		
Pămînturi necoezive			
1. Bolovănișuri cu interspațiile umplute cu nisip și pietriș	7,0		
2. Blocuri cu interspațiile umplute cu pămînturi argiloase	3,0 ... 5,0		
3. Pietrișuri curate (din fragmente de roci cristaline)	6,0		
4. Pietrișuri cu nisip	5,0		
5. Pietrișuri din fragmente de roci sedimentare	4,0		
6. Pietrișuri cu nisip argilos	3,0 ... 4,0		
	Îndesate	**Îndesare medie**	
7. Nisip mare, indiferent de umiditate	5,5	4,0	
8. Nisip mijlociu indiferent de umiditate	4,0	3,0	
9. Nisip fin			
— umed	3,5	2,5	
— foarte umed și saturat	3,0	1,8	
10. Nisip fin prăfos			
— uscat	3,0	2,5	
— umed	2,5	2,0	
— foarte umed și saturat	1,8	1,2	
	Indicele porilor *e*	**Consistența**	
		I_c=0,5	I_c=1
Pămînturi coezive			
1. Nisip argilos sau praf argilos	0,5	3,25	3,5
	0,7	2,40	3,0
2. Argilă nisipoasă sau argilă prăfoasă	0,5	3,25	3,5
	0,7	2,50	3,0
	1,0	1,85	2,5
3. Argile	0,5	6,00	7,0
	0,6	4,75	6,0
	0,8	3,00	3,5
	1,1	2,00	3,0

7.2.2. METODA ZONELOR DE CURGERE LOCALĂ

Fără a se prezenta demonstrația relațiilor ce stau la baza acestor formule de calcul, se precizează aspectul că ele se bazează pe teoria semispațiului aplicată la repartizarea eforturilor unitare în teren. Prin particularizări ale relațiilor generale se ajunge la următoarele formule de calcul ale presiunii admisibile :

— formula lui Frölich-Puzîrevski :

$$p_a=\frac{\pi\gamma_a\left(D+\frac{c}{\gamma_a}\operatorname{ctg}\Phi\right)}{\operatorname{ctg}\Phi-\frac{\pi}{2}+\Phi}+\gamma_a D; \qquad (7.5)$$

— formula lui Maslov :

$$p_a=\frac{\pi\gamma_a\left(D+B\operatorname{tg}\Phi+\frac{c}{\gamma_a}\operatorname{ctg}\Phi\right)}{\operatorname{ctg}\Phi-\frac{\pi}{2}+\Phi}+\gamma_a D; \qquad (7.6)$$

— formula admisă de normele sovietice :

$$p_a=\frac{\pi\gamma_a\left(D+\frac{B}{4}+\frac{c}{\gamma_a}\operatorname{ctg}\Phi\right)}{\operatorname{ctg}\Phi-\frac{\pi}{2}+\Phi}+\gamma_a D. \qquad (7.7)$$

În relațiile de mai sus s-a notat cu B lățimea fundației, cu D adîncimea de fundare, cu γ_a greutatea specifică a pămîntului, iar cu Φ unghiul de frecare interioară.

Formula lui Maslov este mai economicoasă în comparație cu cea stabilită de Frölich-Puzîrevski, însă nu se recomandă să se aplice în cazul în care fundațiile sînt prea apropiate una de cealaltă, adică atunci cînd există influențare reciprocă.

Formula lui Frölich-Puzîrevski este mai puțin economicoasă deoarece dă valori mici ale presiunii admisibile, rezultînd în consecință dimensiuni mari pentru fundații.

Se pare că relația (7.7) poate fi folosită cu succes pentru orice fel de fundații, obținîndu-se valori bune pentru proiectare.

7.2.3. METODA RANKINE

Această metodă cunoscută ca făcînd parte din metodele de calcul la echilibru limită, admite suprafețe de lunecare plane și neglijează greutatea prismelor de pămînt de sub fundație. Făcînd aceste ipoteze se obțin relațiile de calcul ale presiunii critice :

— pentru pămînturi necoezive :

$$p_{cr}=\gamma_a D K_p^2; \qquad (7.8)$$

— pentru pămînturi coezive :

$$p_{cr}=\gamma_a D K_p^2+2c\sqrt{K_p}\,(1+K_p), \tag{7.9}$$

unde $K_p=\text{tg}^2\left(45°+\frac{\Phi}{2}\right)$ și reprezintă coeficientul rezistenței pasive a pămîntului, a cărui semnificație se va explica mai detaliat în capitolul 9.

Presiunea admisibilă se obține pentru împărțirea presiunii critice cu un coeficient de siguranță care de regulă se ia egal cu 2 :

$$p_a=\frac{p_{cr}}{2}. \tag{7.10}$$

Determinarea presiunii admisibile a unui teren de fundare se face de regulă prin mai multe metode de calcul, iar pentru valoarea folosită la dimensionarea fundațiilor se poate adopta o medie a rezultatelor, indicîndu-se ca aceasta să nu fie mai mare decît cea calculată conform STAS-urilor în vigoare.

8. ÎMBUNĂTĂȚIREA TERENURILOR DE FUNDAȚIE

În practică, construcțiile se disting prin condiții normale de fundare, atunci cînd terenul de fundație posedă proprietăți ce asigură soluții simple de fundare, de obicei de suprafață, fără tratarea specială a stratelor de pămînt, și prin condiții grele de fundare, atunci cînd straturile de la suprafață implică fie fundarea în adîncime sau indirectă, fie îmbunătățirea pămînturilor din aceste strate.

Îmbunătățirea proprietăților terenului de fundație se folosește la construcțiile noi și la construcțiile vechi, la care apar semne de degradare cauzate de comportarea nesatisfăcătoare a terenului de fundație sau de sporirea sarcinilor datorită supraetajărilor sau a schimbării destinației construcțiilor etc.

Un caz special îl constituie construcțiile rutiere, aeroporturi etc., la care pămîntul poate fi supus unor transformări radicale, care îl fac capabil de a suporta prin intermediul unor straturi de uzură subțiri sarcinile transmise de vehiculele de transport fără a mai fi nevoie de straturi de piatră, metodă clasică.

Aceste metode de îmbunătățire sînt cunoscute în tehnică sub numele de metode de stabilizare.

Scopul urmărit prin îmbunătățirea pămînturilor se orientează în două direcții principale : o primă direcție duce la mărirea stabilității pămînturilor, la reducerea porozității, respectiv la creșterea gradului de îndesare, deci la o creștere a rezistențelor mecanice ; pe de altă parte se urmărește micșorarea permeabilității pămîntului spre a reduce la minimum infiltrațiile de apă, pentru a împiedica fenomenele de afuere sub acțiunea curenților de apă sau modificarea unor caracteristici fizico-mecanice.

Stabilirea celei mai bune metode de îmbunătățire impune cunoașterea particularităților construcției și a terenului de fundație.

Îmbunătățirea terenurilor se poate efectua în așezarea lui naturală în strat prin metode mecanice, metode de injectare cu substanțe cu rol de liant, metode chimice, metode termice, metode electrice și prin înlocuirea stratului de fundare, înlocuire ce poate fi totală sau parțială.

8.1. ÎMBUNĂTĂŢIREA PROPRIETĂŢILOR TERENURILOR DE FUNDAŢIE PE CALE MECANICĂ

O caracteristică principală a pămînturilor este sensibilitatea proprietăţilor mecanice la variaţa porozităţii şi umidităţii lor. Reducerea porozităţii şi a umidităţii pămînturilor determină creşterea modulului de deformaţie liniară şi a parametrilor rezistenţei la forfecare, ceea ce permite fundarea în condiţii economice. La pămînturile nisipoase, esenţială este reducerea porozităţii, în timp ce la pămînturile argiloase deosebit de importantă este reducerea umidităţii.

Paralel cu îmbunătăţirea indicilor menţionaţi se obţine reducerea permeabilităţii, reducerea sensibilităţii la umezire a pămînturilor macroporice etc.

Îmbunătăţirea calităţilor pămînturilor pe cale mecanică se face prin compactări de suprafaţă, descrise în cadrul capitolului 10, şi prin compactări de adîncime utilizate în cazul unor strate de grosime mare şi de slabă calitate.

Compactările de adîncime se caracterizează prin faptul că îndesarea se obţine prin executarea unor găuri verticale dispuse în reţea, pe o adîncime variabilă, prin introducerea forţată a unor tuburi cu diametrul de 30—40 cm, care obligă pămîntul să refuleze lateral ; în acelaşi timp, prin umplerea găurilor, pămîntul de slabă calitate este înlocuit parţial cu pămînt cu grad de îndesare ridicat. Umplerea găurilor se execută după ce tubul a ajuns la cotă cu pămînt de aport, de jos în sus, treptat pînă la suprafaţă şi cu îndesarea concomitentă a acestuia.

După principiul descris mai sus se execută piloţii de nisip. Pe măsură ce se scot tuburile spaţiul rămas liber se umple cu nisip sau pietriş îndesat.

Cota platformei pe care se execută îmbunătăţirea cu piloţii de nisip trebuie să fie cu un metru (sau 3 diametre de pilot) mai sus faţă de cota de fundare întrucît stratul de la suprafaţă nu se compactează suficient în timpul executării piloţilor, deoarece există posibilitatea de refulare în sus a pămîntului.

La introducerea tuburilor se produce refularea laterală şi îndesarea pămîntului din jur ; cu ocazia umplerii şi baterii nisipului în găuri se obţine îndesarea suplimentară a pămîntului. Piloţii de nisip lucrează ca nişte drenuri verticale producîndu-se filtrarea apei în direcţie radială şi în sus prin corpul pilotului.

În practică se folosesc două variante de introducere a tuburilor metalice : prin batere cu ajutorul sonetei sau prin vibrare.

În cazul baterii se întrebuinţează tuburi de inventar cu vîrf pierdut şi diametru ceva mai mare decît cel al tubului, pentru uşurarea introducerii şi scoaterii acestuia din urmă.

După atingerea adîncimii prescrise se introduce în tub nisip, care se compactează cu un mai concomitent cu scoaterea tubului. Manevrarea tubului se face astfel încît în permanenţă să fie în el un strat de nisip de minimum 1—1,25 m.

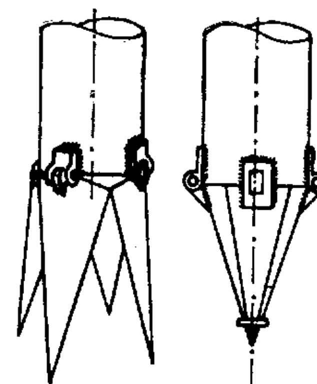


Fig. 8.1. Dispozitiv cu clape.

În cazul vibrării se foloseşte un tub care la partea inferioară are un dispozitiv cu clape care este închis în timpul coborîrii şi care se deschide apoi pentru a permite ieşirea nisipului din tub (fig. 8.1).

Prin vibrare, tubul se înfige în teren pînă la adîncimea necesară. Se umple apoi cu amestec de nisip-pietriş, cu o compoziţie granulometrică care permite o îndesare maximă ; se continuă vibrarea şi după 60—90 s se începe scoaterea tubului, care se vibrează în continuare. Vibrarea în afară că reduce efortul de scoatere a tubului, produce şi o îndesare pronunţată a amestecului de nisip-pietriş.

Aplicarea piloţilor de nisip a fost dezvoltată considerabil prin folosirea metodei vibraţiilor, deoarece s-a observat că terenurile îmbunătăţite prin piloţi de nisip executaţi cu metoda vibrării au o capacitate portantă mai ridicată decît cele la care pentru introducerea tuburilor s-a folosit baterea.

Piloţii de pămînt sînt piloţi executaţi în pămînturi nesaturate, cel mai adesea pentru reducerea sau anihilarea sensibilităţii la umezire a pămînturilor macroporice loessoide.

Deoarece în astfel de pămînturi pereţii rămîn stabili în urma refulării laterale a pămîntului, executarea găurilor se face fără coloană tubulară.

Pămînturile macroporice dau în contact cu apa tasări mari din cauza distrugerii scheletului macroporic, fapt care duce la reducerea volumului golurilor deci la îndesare.

La executarea piloţilor de pămînt se poate realiza o astfel de compactare prin folosirea în prealabil a forajelor pentru umezirea pămîntului şi numai după aceea se trece la executarea propriu-zisă a piloţilor.

În punctele unde urmează să se execute piloţii de pămînt, se forează găuri de diametru redus (cca. 7,5 cm) şi se umple cu material drenant, prin care se face umezirea terenului. Se aşteaptă un timp (cîteva zile) ca apa să pătrundă în terenul înconjurător apoi se reforează găurile prin materialul drenant, se introduce exploziv ; cu ajutorul acestor explozii se măreşte diametrul forajelor. Găurile se umplu cu pămînt local, umezit la umiditatea optimă de compactare, în porţii de 100—120 kg, care se compactează bine.

Efectul de îndesare şi distrugere a structurii macroporice se resimte pe o rază de 40—50 cm din axul găurii, motiv pentru care distanţa dintre piloţi este mică (cca. 1,0 m).

8.2. ÎMBUNĂTĂŢIREA TERENURILOR PRIN INJECTARE CU LIANŢI SAU SUBSTANŢE CHIMICE

Principiul îmbunătăţirii terenurilor de fundaţie prin injectări constă în a introduce în teren sub presiune un liant sau o substanţă chimică, care să lege fragmentele solide ale terenului. În acest fel se realizează o sporire a capacităţii portante şi stabilităţii terenului respectiv, precum şi o scădere a permeabilităţii.

Posibilitatea de pătrundere a substanţei injectate este determinată de proprietăţile substanţei şi de permeabilitatea pămîntului.

În general, folosind presiuni ridicate pînă la 10 atm. se pot îmbunătăţi prin injectare pămînturi cu coeficienţi de filtrare mai mari de 0,1 m/zi.

Cimentarea este o metodă des întrebuinţată pentru mărirea capacităţii portante a terenului, precum şi pentru micşorarea permeabilităţii. Metoda constă în injectarea sub presiune în pămînt a unei suspensii de ciment cu un grad de diluare din ce în ce mai scăzut îndepărtînd apa din pori care se umplu cu piatră de ciment.

Cimentarea se foloseşte pentru consolidarea terenurilor nisipoase, la roci tari pătrunse de fisuri pentru prevenirea circulaţiei apei prin acestea şi pentru cimentarea rocilor dezagregate.

Metoda cimentării se aplică îndeosebi la executarea unor ecrane impermeabile la construcţii hidrotehnice în vederea împiedicării infiltraţiilor sub baraje şi prin versanţii bazinului şi a reducerii subpresiunii pe talpa barajului.

Domeniul de aplicare a cimentării este limitat de mărimea porilor sau a fisurilor din rocă, în raport cu diametrul particulelor de ciment, de viteza curentului subteran de apă, care ar putea împiedica procesul de întărire a cimentului precum şi de agresivitatea apei faţă de ciment.

Pentru ca injectarea cu ciment să reuşească este necesar ca mărimea granulelor cimentului şi aceea a particulelor de teren să îndeplinească următoarea condiţie :

$$d_{90\,\%\,ciment} \leq \frac{1}{5} d_{10\,\%\,teren};$$

această relaţie arată că, pentru ca cimentarea să aibă un efect bun, majoritatea granulelor de ciment trebuie să aibă diametrul cel mult egal cu dimensiunile canalelor din teren, al căror diametru este evaluat la a cincea parte a diametrului granulei $d_{10\,\%}$.

Pentru efectuarea injectărilor cu ciment este nevoie de următoarele utilaje : utilajul de forat, injectorul de suspensie, instalaţia de preparare a liantului, staţia de pompare a suspensiei şi un compresor.

Introducerea suspensiei de ciment în teren se face prin tuburi prevăzute cu orificii la partea inferioară. Tuburile se introduc în teren prin forare sau batere ; diametrul tuburilor este de 38—65 mm, putînd merge pînă la 80—100 mm. Suspensia de ciment în timpul injectării are un grad de diluare variabil. Se începe cu o proporţie 1 : 10—1 : 8 (ciment : apă, în unităţi de greutate) şi treptat se măreşte pînă la 1 : 0,8 ; o proporţie mai mare dă o suspensie prea vîscoasă, care se pompează greu.

Presiunea de injectare depinde de rezistenţa pe care o opun stratele superioare presiunii suspensiei injectate. Presiunea poate fi sporită cu adîncimea la care se execută injectarea. Mărimea presiunii pentru cazurile curente este de 2—5 atm ; pentru lucrări importante este bine să se stabilească prin încercări pe teren.

Metodele de lucru întrebuinţate la cimentare sînt :

— injectarea ascendentă ;
— injectarea descendentă ;
— injectarea totală.

La metoda ascendentă (fig. 8.2) se execută forajele pentru injectare pînă la adîncimea stabilită în proiect. Injectarea se face pe zone, începînd de jos. Printr-un dispozitiv special de obturare se izolează în gaura de foraj zona care urmează a fi injectată. Această metodă permite o folosire raţională a utilajului şi o înaintare mai rapidă a lucrărilor de cimentare, însă există pericolul, mai ales la zonele superioare, ca lichidul să nu se răspîndească orizontal, ci spre suprafaţa terenului, unde întîlneşte o rezistenţă mai mică.

Metoda descendentă (fig. 8.3) împarte întreaga adîncime de injectare în mai multe zone. Fiecare zonă corespunde unei roci de o anumită permeabilitate, fără să întreacă lungimea de 5,0 m. Se începe cu forarea şi injectarea primei zone.

După terminarea lucrărilor de injectare şi de întărire a cimentului, se forează zona a doua, trecînd prin zona cimentată. După injectarea acestei zone se repetă procedeul, pînă ce se atinge cota din proiect. Avantajul

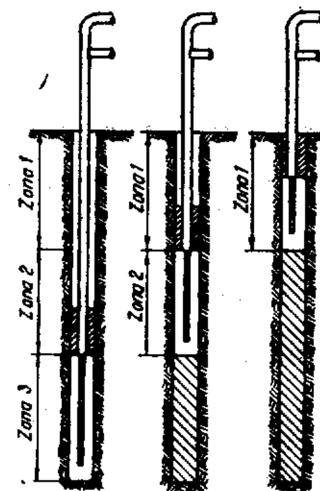


Fig. 8.2. Cimentarea ascendentă.

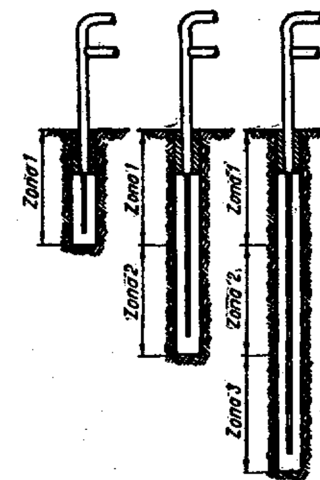


Fig. 8.3. Cimentarea descendentă.

principal al acestei metode constă în faptul că cimentarea fiecărei zone se execută după ce lucrările de cimentare din zonele superioare sînt terminate, putîndu-se astfel aplica presiuni mai mari decît la alte metode.

Metoda prezintă dezavantajul că se produc întreruperi dese în procesul de forare şi injectare şi se aşteaptă întărirea cimentului din zona superioară.

La metoda de injectare totală, gaura de foraj este dusă pînă la adîncimea cerută şi cimentată în întregime. Se întrebuinţează numai pentru ecrane de adîncime redusă şi unde roca are o fisurare mai puţin pronunţată.

Pentru injectare se folosesc pompe de ciment sau mortar. După forarea găurii de foraj şi după spălarea îngrijită de toate impurităţile, care se adună prin procesul de forare, se instalează dispozitivele de injectare. Se începe cu injectarea apei în diferite zone pentru a verifica permeabilitatea rocii din fiecare zonă după care se trece la introducerea în foraj a suspensiei de ciment sub presiune, care creşte treptat. O scădere bruscă a presiunii este un indiciu că terenul s-a rupt.

Pentru realizarea unor economii de ciment, în cazul fisurilor mari, la suspensie se poate adăuga nisip fin, praf de piatră sau argilă coloidală.

Pentru accelerarea prizei, lucru ce este indicat dacă viteza curenţilor de apă din teren este mare, se adaugă silicat de sodiu în proporţie de 5% faţă de greutatea cimentului.

Silicatizarea se bazează pe legarea fragmentelor solide şi umplerea totală sau parţială a porilor cu gel silicic obţinut dintr-o soluţie de silicat de sodiu (sticlă solubilă) şi o sare (clorură de sodiu, sulfat de calciu). În funcţie de procedeul prin care se realizează separarea bioxidului de siliciu adică a gelului din silicatul de sodiu după introducerea acestuia prin injectare, se deosebesc două procedee :

— silicatizarea cu două soluţii ;
— silicatizarea cu o soluţie.

Silicatizarea cu două soluţii se aplică pentru consolidarea şi impermeabilizarea nisipurilor fine cu coeficient de permeabilitate de 2—80 m/zi.

Sticla solubilă se diluează cu apă în funcţie de permeabilitatea pămîntului de injectat ; la pămînturi cu permeabilitate mai mică se folosesc soluţii mai diluate. Ca o a doua soluţie se foloseşte clorura de calciu. Injectarea se face prin tuburi cu diametrul 19—38 mm, perforate la partea inferioară cu o presiune maximă de 5 atm.

Soluţia de sticlă solubilă se injectează în mod descendent pe toată grosimea stratului prevăzut pentru consolidare. După aceea, ascendent se injectează clorura de calciu, reacţia dintre cele două soluţii fiind instantanee se formează gelul silicic.

Cantitatea de soluţie de clorură de calciu este egală cu cea de silicat de sodiu. Viteza de injectare trebuie să fie uniformă şi astfel reglată, ca debitul pompelor să nu întreacă următoarele valori :

— pentru nisipuri cu permeabilitate mică, între 1—3 l/min ;
— pentru nisipuri cu o permeabilitate mai mare între 3—5 l/min.

Intervalul de timp care poate fi admis între injectarea celor două soluţii depinde de viteza curentului apei subterane. Cînd apa subterană nu este în mişcare intervalul maxim se fixează la 24 ore ; pentru viteza de mişcare a curentului de 0,34 m/zi respectiv 2,5 m/zi intervalul se reduce la 6 ore respectiv 1 oră. Cînd viteza curentului întrece aceste valori, atunci injectarea trebuie făcută concomitent cu două injectoare introduse la distanţa de 0,2 m, astfel ca soluţia de silicat de sodiu să fie dusă de curentul de apă către soluţia de clorură de calciu. De obicei se recomandă a se întrebuinţa agregate şi aparate de injectare separat pentru fiecare din cele două soluţii. Dacă se întrebuinţează aceeaşi aparatură pentru cele două soluţii, acest lucru se poate face numai după ce toate elementele sînt bine spălate.

Silicatizarea cu o soluţie se execută în special în pămînturi loessoide întrucît ele conţin săruri de calciu în general sub forma sulfatului de calciu.

Mărimea coeficientului de filtraţie a acestor pămînturi cu structura netulburată de 0,1—1,0 m/zi permite realizarea în condiţii avantajoase a operaţiilor de injectare.

Silicatizarea cu o soluţie se aplică şi în cazul nisipurilor fine cu permeabilitate mică, la care silicatizarea cu două soluţii nu dă rezultate bune din cauza razei mici de acţiune.

În cazul acesta se recomandă silicatizarea cu injectarea unei singure soluţii compusă tot din sticlă solubilă în care însă se adaugă, înainte de injectare, un reactiv acid care produce gelificarea, însă numai după un timp. De exemplu acidul fosforic amestecat cu sticla solubilă produce gelificarea după 4—6 ore.

Argilizarea constă în astuparea golurilor din terenuri cu materialul separat dintr-o suspensie de argilă. Spre deosebire de cimentare în cazul argilizării nu se realizează decît o impermeabilizare, fără să se mărească capacitatea portantă.

Introducerea suspensiei în teren se face prin forarea unor găuri şi umplerea acestora cu o pastă de argilă sau prin introducerea unei suspensii de argilă sub presiune (prin injectare).

Bituminizarea se foloseşte pentru a crea ecrane impermeabile în teren. Bitumul aderă la particulele solide ale terenului, umple golurile, coagulează şi prin acesta, reduce total permeabilitatea. Bitumul nu este sensibil faţă de apele agresive şi mărimea particulelor coloidale ale bitumului fiind mică, se pot impermeabiliza şi pămînturi compuse din particule fine.

Bituminizarea se execută după două metode :

— cu bitum cald ;
— cu emulsie de bitum rece.

La prima metodă bitumul se încălzeşte la 180 °C şi se injectează prin tuburi cu diametrul de 75—100 mm, aplicînd o presiune de 25—30 atm. Pentru menţinerea temperaturii ridicate a bitumului injectat se întrebuinţează dispozitive electrice de încălzire a găurilor de foraj.

Pentru executarea bituminizării se forează cu metodele obişnuite puţuri verticale cu diametrul de 75—100 mm. După terminarea forării, a probelor de permeabilitate şi a spălării găurii de foraj se introduce tubul de injectare cu diametrul interior de 38 mm care este prevăzut cu găuri de 14—18 mm în partea mijlocie. La partea superioară se execută în jurul conductei de injectare un dop de ciment pentru a împiedica ieşirea bitumului la suprafaţă.

Bitumul încălzit trece prin porii terenului, dislocuind apa. În contact cu particulele reci, bitumul se întăreşte formînd o peliculă în jurul lor. Se formează o reţea de canale în pămînt care permite trecerea curentului de bitum cald. Prin răcire bitumul se întăreşte, închide porii şi leagă particulele între ele.

Pentru umplerea golurilor mai mari se adaugă în bitumul încălzit materiale inerte, praf de piatră, nisip etc.

La metoda cu emulsie de bitum, acesta se amestecă în proporţie de cca 1 : 4 cu apă. Pentru a împiedica coagularea în decursul manipulării emulsiei se introduce un anticoagulant, iar în teren coagularea se produce sub efectul sărurilor care se găsesc în teren.

8.3. ÎMBUNĂTĂŢIREA TERENURILOR PE CALE TERMICĂ

Încălzirea pămînturilor la temperaturi pînă la 800—900 °C produce transformări chimice profunde, mineralele argiloase trecînd în compuşi noi cu proprietăţi superioare. Se produce legarea materialului într-un masiv în general insensibil la acţiunea apei obţinîndu-se în acest fel consolidarea ireversibilă a terenului de fundaţie.

Arderea, ca metodă de consolidare, este indicată la stabilizarea alunecărilor de teren constituite din pămînturi argiloase precum şi pentru îmbunătăţirea capacităţii portante a terenului de fundaţie sub construcţii. Metoda nu poate fi utilizată la pămînturile saturate aflate sub nivelul apei subterane.

Agentul termic acţionează asupra pămîntului în găuri de foraj de 20—30 cm diametru, aşezate la distanţa 2—3 m sau în tranşee.

Raza de acţiune a arderii depinde de proprietăţile termice ale pămîntului, de durata arderii şi de temperatura agentului termic.

În practică s-au folosit două variante tehnologice :

— injectarea cu aer fierbinte la temperatura de 600—800 °C ;

— arderea diverşilor combustibili (gaze, motorină, ţiţei etc.) direct în gaura de foraj.

Dezavantajul esenţial al primului procedeu constă în necesitatea unui agregat special pentru încălzirea aerului, care în cea de a doua variantă se înlocuieşte printr-un injector de combustibil.

Consolidarea termică prin arderea unor combustibili în gaura de foraj se produce prin acţiunea directă a flăcării asupra pămîntului, prin pătrunderea gazelor fierbinţi prin pori în terenul din jurul găurii de foraj. Aceste gaze transmit căldura pămîntului producîndu-se arderea dinspre axul forajului spre exterior.

Cînd arderea se face cu scopul anihilării sensibilităţii la umezire pe o înălţime mai mică decît grosimea stratului loessoid trebuie avut în vedere că pămîntul ars devine mult mai permeabil. Dacă există posibilitatea ca apa să pătrundă în timpul exploatării în terenul de fundaţie se vor lua măsuri de hidroizolare orizontală pentru că apa infiltrată va umezi stratul neconsolidat.

În timpul arderii şi răcirii se va împiedica pătrunderea apei în gaura de foraj, care ulterior se umple cu pămînt bine compactat.

Îngheţarea este o metodă folosită în cazul apelor subterane abundente, la executarea săpăturilor pentru tunele etc. Ea este o metodă de consolidare provizorie, folosită ca procedeu pentru impermeabilizarea unei incinte în timpul lucrului în subteran.

Realizarea unei zone de pămînt îngheţat pe perimetrul gropii de fundaţie reduce la zero posibilitatea de infiltrare a apei şi preia în acelaşi timp împingerea pămîntului în timpul execuţiei lucrărilor de fundaţii.

Pentru crearea zonei îngheţate se introduc în jurul incintei de lucru tuburi duble, cele exterioare (tuburile de îngheţare) cu vîrful ermetic închis, avînd un diametru de 100—200 mm, iar tuburile interioare un diametru de 30—100 mm. Prin tuburile interioare se introduce lichidul frigorific (de ex. amoniacul) ; lichidul se reintoarce la condensatoare prin tuburile de îngheţare.

Tuburile se aşază la distanţa de cca. 1,5 m putînd merge pînă la o adîncime de 20 m.

La betonare se aplică prevederile pentru executarea betonului pe timp friguros. Dezgheţarea este admisă numai după ce procesul de întărire a betonului s-a terminat.

Metoda îngheţării este costisitoare şi se utilizează numai cînd celelalte metode nu pot fi aplicate, mai ales la lucrări de tunele şi galerii subterane.

8.4. ÎMBUNĂTĂŢIREA TERENURILOR PRIN FOLOSIREA CURENTULUI ELECTRIC

Prin crearea unui cîmp electric în terenul îmbibat cu apă, se produce o mişcare a apei dinspre anod spre catod. Fenomenul fizic este cunoscut sub numele de electroosmoză şi poate fi folosit pentru scăderea nivelului apei în pămîntul cu o permeabilitate mică şi prin aceasta la consolidarea lui. Electrodul pozitiv este format dintr-un tub metalic de cca 30 mm diametru, iar cel negativ, catodul dintr-un filtru acicular.

Electrozii se așază în jurul incintei de lucru la distanțe de cca 1,0 m. Curentul continuu folosit este de 30—40 V, iar intensitatea se calculează în așa fel ca pe unitatea de suprafață verticală prin care trece, să se asigure 0,5—2,0 A/m^2.

Filtrele aciculare care formează catozii sînt legate la o instalație de pompare.

Consolidarea pămînturilor prin electroosmoză nu are un caracter definitiv, manifestîndu-se doar atîta timp cît durează evacuarea apei prin pompare.

Avantajul metodei se evidențiază însă prin intensitatea mare a curenților de apă dirijați spre catod și deci prin desecarea rapidă a terenului.

În ultimul timp, din combinarea celor două metode, silicatizarea și electroosmoza, s-a dezvoltat un nou procedeu și anume *electrosilicatizarea*. La pămînturi cu particule foarte fine, cu o permeabilitate mică introducerea soluției de sticlă solubilă chiar în stare foarte diluată devine dificilă. În condițiile acestea, electroosmoza servește la o mai ușoară și mai eficace răspîndire a soluției în teren. Astfel de lucrări s-au executat pe șantierul combinatului de celuloză și fibre sintetice Chișcani-Brăila, la consolidarea terenului de fundare a unui castel de apă din Medgidia, la consolidarea unei zone din nisipuri fine a fabricii de zahăr Banatul din Timișoara, obținîndu-se rezultate foarte bune.

8.5. ÎNLOCUIREA STRATULUI DE FUNDARE

În unele cazuri, îmbunătățirea pămîntului prin metodele descrise, este fie insuficientă fie inaplicabilă. Astfel de situații se întîlnesc la fundarea construcțiilor pe pămînturi constituite din materiale neomogene, umpluturi rezultate în orașele vechi prin reconstrucția repetată pe același amplasament, pe turbe, nămoluri, gunoaie etc.

În astfel de situații trebuie examinată posibilitatea înlocuirii parțiale sau totale a stratului necorespunzător de sub construcție. Întrucît ca material de înlocuire se utilizează de obicei nisipul, pietrișul sau balastul, procedeul este cunoscut sub denumirea de construcția saltelelor de nisip, pietriș sau balast.

Înlocuirea totală a stratului de fundare este indicată în cazul în care pămîntul necorespunzător se extinde pe o adîncime de 1,5—2 m sub talpa fundației. La grosimi mai mari înlocuirea totală devine neeconomică ; în acest caz se folosesc saltelele de nisip, de grosimea necesară repartizării sarcinilor, astfel încît presiunile care revin la nivelul inferior al saltelei să poată fi suportate în condiții bune de pămîntul slab.

Saltelele se execută în straturi succesive de 20 cm grosime udate cu apă și compactate cu mijloace mecanice. Nisipul trebuie să fie mijlociu sau grosier, fără argilă sau substanțe organice. În cazul pămînturilor loessoide se pot face saltele din loessul scos din groapă și mărunțit, care apoi se așază în strate ce se compactează.

Pentru uniformizarea tasărilor saltelele trebuie așezate sub toate fundațiile.

Folosirea procedeului de înlocuire a stratului necorespunzător are următoarele avantaje principale : reduce înălțimea fundațiilor, micșorează presiunea transmisă la pămîntul slab, reduce și uniformizează tasările sub construcție, reduce timpul de consolidare (o mare parte din deformații se produc în timpul execuției).

8.6. CONSOLIDAREA PĂMÎNTURILOR SUB FUNDAȚII EXISTENTE

Problema consolidării pămînturilor sub construcții existente apare în cazul cînd, din anumite motive terenul de sub talpa fundației nu mai este capabil să suporte sarcinile transmise de construcție, dînd tasări mari, inadmisibile.

Variația nivelului apei subterane poate cauza creșterea deformațiilor pămîntului de fundație. La nisipuri fine, ridicarea apelor subterane provoacă reducerea importantă a capacității lor portante. În pămînturi loessoide umezirea duce la prăbușirea structurii acestora.

Variația nivelului apei subterane este strîns legată de variația precipitațiilor sezoniere și a topirii zăpezilor. De aceea, o mare importanță o au amenajările pentru evacuarea superficială a apelor.

Deformații inadmisibile vor avea loc datorită aprecierii greșite a capacității portante a fundațiilor. Ea poate fi cauzată de greșeli făcute cu ocazia cercetărilor terenurilor, prin nedepistarea unor goluri (puțuri, lucrări miniere etc.) sau lentile periculoase de mîl.

Mărirea ulterioară a încărcărilor poate duce de asemenea la depășirea capacității portante.

Mărirea capacității portante a terenului de fundație sub construcții existente poate fi realizată prin consolidarea pe cale artificială, prin cimentare și silicatizare.

Cimentarea este recomandată la pămînturi stîncoase fisurate, pietrișuri, nisipuri grosiere. Aplicarea metodei silicatizării este condiționată de permeabilitatea pămîntului. Pentru silicatizare sînt indicate pămînturi nisipoase, prăfoase și loessoide.

În cazul consolidării chimice a pămîntului de fundație nu trebuie executate consolidări provizorii, întrucît pămîntul nu dă tasări suplimentare cu ocazia executării lucrărilor.

Adîncimea și lățimea zonei consolidate depinde de dimensiunile fundației în plan, de condițiile geologice ale amplasamentului și de mărimea sarcinilor transmise de construcție.

Obișnuit consolidarea se face pînă la terenul bun de fundare.

La pămînturile loessoide se poate folosi cu succes arderea.

9. ÎMPINGEREA ACTIVĂ ŞI REZISTENŢA PASIVĂ A PĂMÎNTULUI

Pămîntul necoeziv îşi păstrează stabilitatea (datorită frecării dintre granule) numai atunci cînd este limitat de o suprafaţă care cu orizontala formează un unghi mai mic sau egal cu unghiul taluzului natural.

Dacă însă, prin lucrări de terasamente sau alte construcţii, ar trebui ca pămîntul să fie aşezat sub un taluz al cărui unghi cu orizontala este mai mare decît unghiul taluzului natural, stabilitatea sa nu mai este asigurată, ceea ce impune luarea unor măsuri suplimentare. Una dintre aceste măsuri, frecvent utilizată, constă în folosirea unui element de sprijinire (zid de sprijin ; fig. 9.1). Astfel de situaţii apar atunci cînd spaţiul nu permite realizarea unui taluz natural al săpăturii, la executarea pereţilor verticali a rezervoarelor subterane, la protejarea malurilor portuare, subsoluri, construcţii subterane etc.

În toate cazurile amintite pămîntul susţinut exercită o împingere asupra construcţiei (elementului de susţinere). Această forţă reprezintă împingerea activă a pămîntului.

Unele elemente de construcţie cum ar fi bolţile, arcele, structurile în cadre etc. transmit pămîntului, prin fundaţii, reacţiuni înclinate (fig. 9.2, *a*). Ancorajele palplanşelor, fundaţiile încastrate elastic în teren (fig. 9.2, *b*, *c*, *d*) se menţin datorită apariţiei, la contactul cu pămîntul, a unor reacţiuni capabile să asigure echilibrul forţelor şi momentelor exterioare care le solicită.

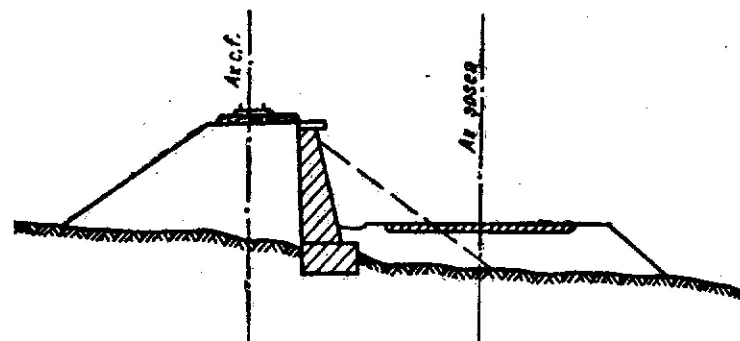


Fig. 9.1. Zid de sprijin pentru susţinerea terasamentului unei căi ferate.

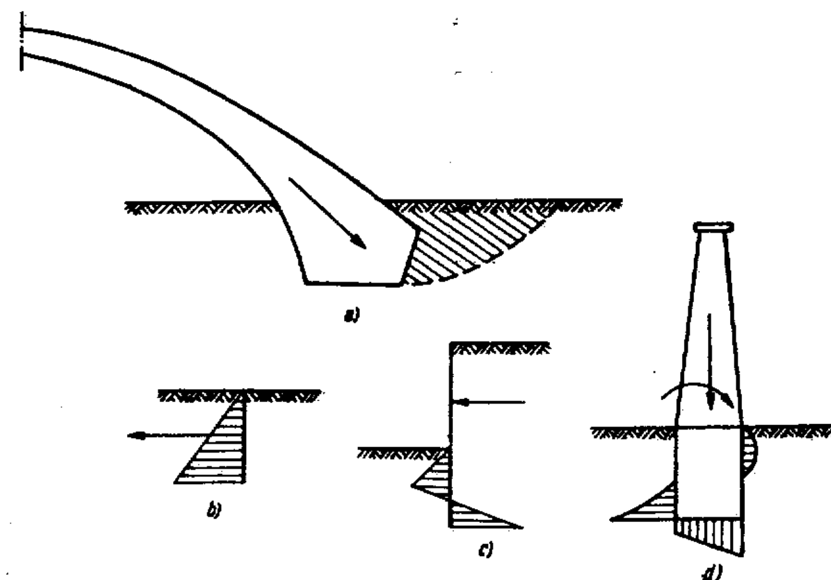


Fig. 9.2. Exemple de manifestare a rezistenţei pasive a pămîntului : *a* — fundaţia unui arc; *b* — ancorajul unui perete de palplanşe; *c* — perete de palplanşe; *d* — fundaţia încastrată în teren.

Forţa care poate fi transmisă de un element de construcţie în contact cu terenul, astfel încît să se ajungă la limita de rezistenţă a pămîntului solicitat, reprezintă rezistenţa pasivă a terenului.

În cazul împingerii active, construcţia de susţinere trebuie să fie capabilă să reziste acţiunii forţei respective, iar în cazul rezistenţei pasive, pămîntul trebuie să asigure preluarea forţei corespunzătoare.

9.1. PUNEREA ÎN EVIDENŢĂ A ÎMPINGERII

Pentru a pune în evidenţă mai bine noţiunea de împingere activă şi rezistenţă pasivă a pămîntului se consideră modelul mecanic din figura 9.3.

Modelul conceput este format dintr-o cutie cu un perete frontal mobil, fixat printr-o articulaţie de o bară subţire *b*. Celălalt capăt al barei *b* este filetat şi trece printr-un orificiu creat în peretele opus şi prin interiorul unui dinamometru şi se termină cu o piuliţă, astfel că dinamometrul se află între peretele modelului şi piuliţa barei fără a fi comprimat sau întins (adică în repaus).

Cutia se umple cu nisip pînă la nivelul superior. În această stare, dinamometrul va înregistra un oarecare efort transmis de nisip peretelui mobil şi acesta — prin intermediul barei şi piuliţei — dinamometrului.

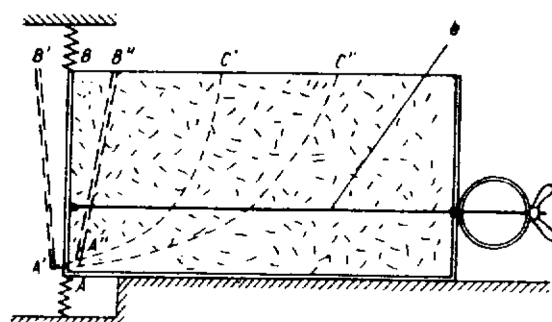


Fig. 9.3. Model mecanic pentru punerea în evidență a împingerii.

Mărimea efortului înregistrat depinde de natura pămîntului, de greutatea sa specifică aparentă și în special de gradul de îndesare a nisipului.

Dacă se deșurubează piulița, peretele frontal se deplasează puțin, iar în nisip se produce o scădere a tensiunilor interioare, lucru evidențiat prin înregistrarea unor solicitări mai reduse în dinamometru. Continuînd cu desfacerea piuliței, efortul din bară scade treptat, pînă la un moment dat cînd, în masa de pămînt se produce o suprafață de lunecare $A'C'$; în acest moment s-a ajuns la limita echilibrului. *Forța ce rezultă în acest moment reprezintă împingerea activă a pămîntului, notată de obicei cu* E_a.

Pentru a pune în evidență rezistența pasivă a pămîntului, se pornește tot de la starea inițială a modelului, numai că în loc să se deșurubeze piulița barei b aceasta se va înșuruba treptat. Peretele frontal AB se va deplasa spre masa de nisip și ca o consecință vor spori eforturile interioare din nisip. Continuînd cu stringerea piuliței, efortul înregistrat va spori pînă în momentul cînd se ajunge la o altă stare limită, pe care o indică apariția unei noi suprafețe de lunecare $A''C''$.

Forța ce rezultă în acest moment reprezintă rezistența pasivă a pămîntului, notată cu E_p.

9.2. METODA COULOMB

Pentru a putea stabili direcția, mărimea și punctul de aplicație pentru împingerea activă, respectiv rezistența pasivă problema împingerii se tratează ca o problemă plană, separînd din zidul de sprijin și din terenul din spatele său (prin două plane paralele orientate perpendicular pe axa longitudinală a zidului) un tronson de grosime egală cu unitatea.

În teoria împingerii pămîntului, o problemă foarte dificilă o prezintă determinarea suprafeței de lunecare a terenului AB. Coulomb face o simplificare, considerînd suprafața de lunecare o suprafață plană. De asemenea, el tratează problema considerînd pămîntul ca fiind lipsit de coeziune.

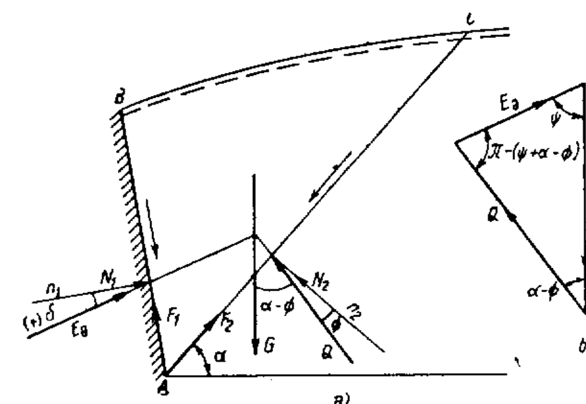


Fig. 9.4. Metoda Coulomb: *a* — punerea în evidență a împingerii active; *b* — triunghiul forțelor.

În aceste condiții, presupunînd planul de lunecare cunoscut, asupra prismei de pămînt acționează următoarele forțe (fig. 9.4):

G reprezintă greutatea prismei de pămînt, ca o forță cunoscută, cu punctul de aplicație în centrul de greutate a prismei $ABC \times 1$ m;

E_a — reacțiunea de pe suprafața AB a zidului de sprijin, (reprezentînd împingerea activă a pămîntului, dar cu sens contrar; direcția acestei mărimi se poate stabili la limita echilibrului);

Q — reacțiunea pe suprafața AC a pămîntului, a cărei direcție se poate stabili, în cazul echilibrului limită.

Pentru stabilirea direcțiilor lui E_a și Q se vor lua în considerare următoarele: în momentul cînd suprafața de sprijin cedează puțin, se produce o lunecare a prismei de pămînt pe suprafața AB a zidului de la B spre A și pe suprafața AC de la C spre A. Dacă nu s-ar lua în considerare frecarea dintre suprafața de sprijin și teren, reacțiunea pe suprafața AB ar fi perpendiculară pe această suprafață; în realitate însă, pe suprafața de sprijin apare o forță de frecare care în momentul lunecării este dată de relația:

$$F_1 = N_1 \operatorname{tg} \delta.$$

Cu δ s-a notat unghiul de frecare dintre zid și teren, cu F_1 forța de frecare, iar cu N_1 forța normală pe zid. Reacțiunea E_a va fi rezultanta forțelor N_1 și F_1, făcînd cu normala la direcția AB cu unghiul δ. Mărimea unghiului δ (pe bază de încercări) s-a găsit a fi cuprins între 0 și $\frac{2}{3}\Phi$, unde Φ reprezintă unghiul de frecare interioară a pămîntului respectiv.

Considerarea lui $\delta=0$ reprezintă o situație acoperitoare, posibilă în cazurile în care pămîntul din spatele zidului reprezintă o argilă îmbibată cu apă.

În mod asemănător se stabilește direcția reacțiunii Q pe suprafața de lunecare AC. În cazul acesta, înclinarea lui Q față de normala la suprafața AC este egală cu unghiul Φ (unghiul frecării interioare), deoarece este vorba de lunecare teren pe teren.

Pentru simplificarea problemei, Coulomb consideră cele trei forțe (E_a, Q, G) concurente, condiție ce nu este satisfăcută în mod riguros, dar cu consecințe practice acoperitoare.

În baza ultimei ipoteze, condiția de echilibru este satisfăcută cînd cele trei forțe formează un triunghi (fig. 9.4, *b*).

În această situație, mărimea împingerii se poate stabili simplu din poligonul forțelor, ducîndu-se paralele prin extremitățile lui G la direcțiile $_aE$ și Q.

Pentru stabilirea rezistenței pasive se procedează similar ca la împingerea activă, cu diferența că decalajele lui E_p respectiv Q față de normalele la suprafețele AB și AC vor fi de cealaltă parte a acestora (fig. 9.5), deoarece deplasarea prismei ABC este inversă ca sens, față de cea corespunzătoare împingerii active.

Deoarece împingerea activă și rezistența pasivă s-au determinat în condițiile cunoașterii planului de lunecare AC, se pune problema determinării acestuia.

Din analiza figurilor 9.4 și 9.5 se observă că în funcție de poziția acestui plan rezultă și mărimea împingerii. În practica de proiectare este necesar a se cunoaște împingerea activă maximă, respectiv rezistența pasivă minimă, întrucît prima este folosită ca încărcare la dimensionarea elementelor de susținere, ultima ca reacțiune, respectiv ca rezistență la solicitările exterioare.

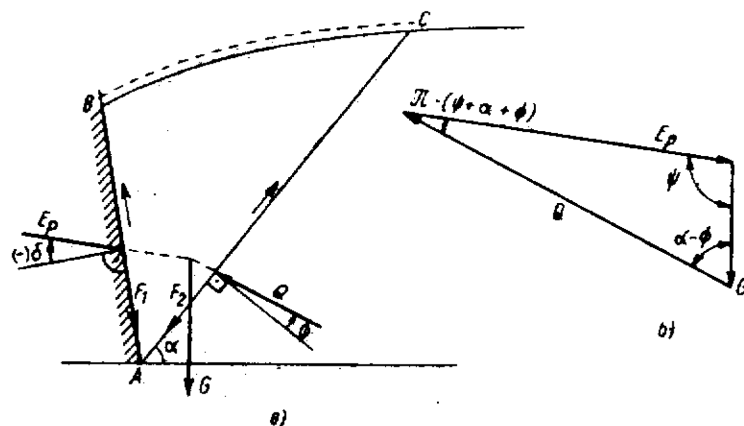


Fig. 9.5. Metoda Coulomb :
a — punerea în evidență a rezistenței pasive; *b* — triunghiul forțelor.

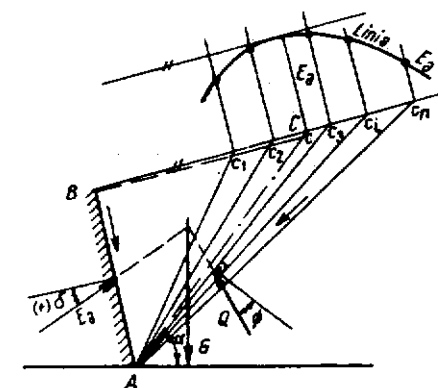


Fig. 9.6. Determinarea împingerii active maxime.

Pentru determinarea împingerii active maxime se consideră mai multe plane de lunecare AC_1, AC_2, ... AC_n (fig. 9.6) și se construiește pentru fiecare caz triunghiul forțelor obținind mărimea împingerii E_{a_i}. Valorile E_{a_i} astfel obținute, se reprezintă în dreptul punctelor C_1, C_2 ... C_n. Unind extremitățile segmentelor care reprezintă mărimea împingerii față de o linie de referință, se obține curba de variație a împingerii active E_a în raport cu poziția planului de lunecare. Valoarea maximă a curbei indică poziția planului de lunecare cel mai periculos, plan care include cu orizontală unghiul α. În mod similar se procedează și pentru determinarea reacțiunii pasive stabilindu-se poziția planului de lunecare corespunzătoare valorii minime a reacțiunii pasive.

9.3. METODA GRAFICĂ CULMAN

9.3.1. DETERMINAREA ÎMPINGERII ACTIVE

Metoda Culman se bazează pe teoria lui Coulomb, prezentînd un mod mai simplu și mai rapid de stabilire a valorii maxime a împingerii.

Împingerea activă se stabilește tot cu ajutorul triunghiului forțelor, numai că se desenează în poziția rotită, astfel încît, forța G să se suprapună peste linia AN (fig. 9.7).

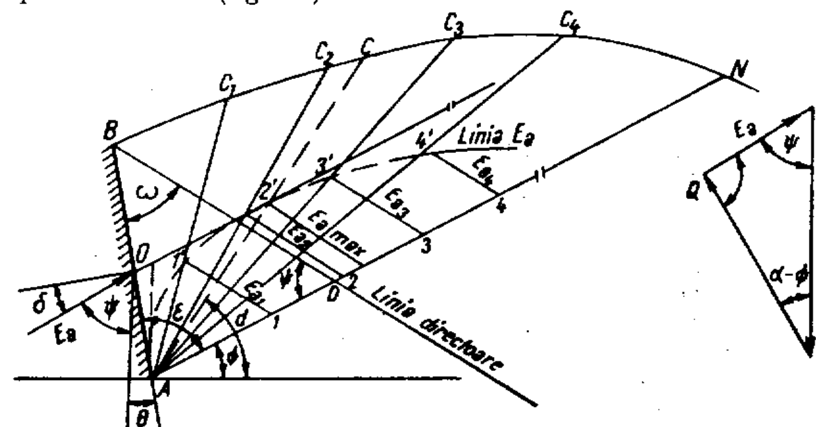


Fig. 9.7. Metoda grafică Culman ; împingerea activă.

În punctul A, pentru fiecare plan de rupere, între linia AN şi planul de lunecare AC apare unghiul $\alpha_i-\Phi$.

Segmentele $\overline{A_1}$, $\overline{A_2}$, $\overline{A_3}$... reprezintă mărimea forţelor G_1, G_2, G_3,... adică greutatea prismelor ABC_1, ABC_2, ABC_3... . Din punctele $1, 2, 3,$... se duc drepte sub unghiul ψ pînă la planul de lunecare corespunzător obţinîndu-se punctele $1', 2', 3'$,... care unite între ele dau curba de variaţie a împingerii active. Tangenta la această curbă, paralelă cu AN, dă valoarea maximă E_a.

Dreapta BD care taie linia AN sub unghiul ψ formează cu suprafaţa de sprijin AB un unghi $\omega=\delta+\Phi$, fapt care poate demonstra uşor. Din figura 9.7 se poate scrie :

$$\psi=\frac{\pi}{2}-\delta-\theta, \tag{9.1}$$

unde θ este unghiul format de direcţia AB cu verticala.

Din triunghiul ABD rezultă :

$$\omega=\pi-(\psi+\varepsilon)=\pi-\left(\frac{\pi}{2}-\delta-\theta+\frac{\pi}{2}-\Phi+\theta\right)=\delta+\Phi. \tag{9.2}$$

Dreapta BD poartă denumirea de *linie directoare ;* toate paralelele duse la linia directoare formează cu dreapta AN unghiul ψ. Punctele $1', 2', 3'$... pot fi determinate uşor ducînd paralele din punctele $1, 2, 3$... la linia directoare.

9.3.2. DETERMINAREA REZISTENŢEI PASIVE

În cazul determinării rezistenţei pasive, unghiul Φ se măsoară sub orizontală din punctul A, iar $\omega=\delta+\Phi$ faţă de linia AB în partea opusă prismei de lunecare (fig. 9.8).

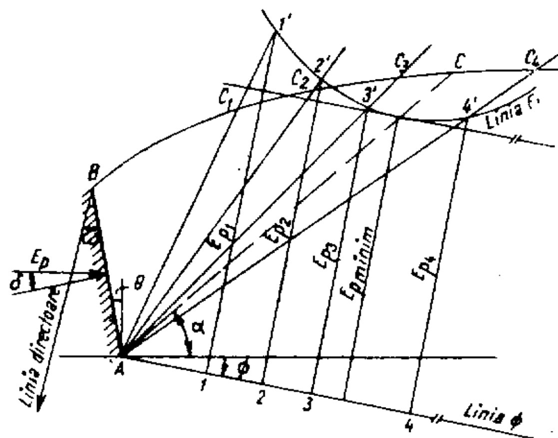


Fig. 9.8. Metoda grafică Culman ; rezistenţa pasivă.

În acest caz, rezistenţa pasivă are valoare minimă în punctul de tangenţă la curba de variaţie E_p (obţinută similar cu cazul împingerii active) a dreptei paralele cu linia AN.

9.4. METODA ANALITICĂ REBHAN

Rezolvarea în mod analitic a problemei împingerii permite stabilirea unor reguli importante pentru determinarea planului de lunecare şi a mărimii împingerii. Prin enunţul problemei se cunosc : suprafaţa de sprijin a zidului AB, suprafaţa terenului reprezentată în secţiune prin linia BN şi unghiurile frecării δ şi Φ. Înclinarea planului de lunecare cu orizontala se notează cu α (fig. 9.9).

Din triunghiul forţelor (fig. 9.9) se poate scrie :

$$E_a=G\frac{\sin(\alpha-\Phi)}{\sin[\pi-(\psi+\alpha-\Phi)]}=G\frac{\sin(\alpha-\Phi)}{\sin(\psi+\alpha-\Phi)}. \tag{9.3}$$

Valoarea maximă a împingerii active se obţine făcînd derivata lui E_a în raport cu α şi egalînd-o cu zero.

$$\frac{dE_a}{d\alpha}=\frac{\sin(\psi+\alpha-\Phi)\left[\frac{dG}{d\alpha}\sin(\alpha-\Phi)+G\cos(\alpha-\Phi)\right]-G\sin(\alpha-\Phi)\cos(\psi+\alpha-\Phi)}{\sin^2(\psi+\alpha-\Phi)}=0 \tag{9.4}$$

de unde :

$$\frac{dG}{d\alpha}\sin(\psi+\alpha-\Phi)\sin(\alpha-\Phi)+G[\sin(\psi+\alpha-\Phi)\cos(\alpha-\Phi)-$$
$$-G\cos(\psi+\alpha-\Phi)\sin(\alpha-\Phi)]=0, \tag{9.5}$$

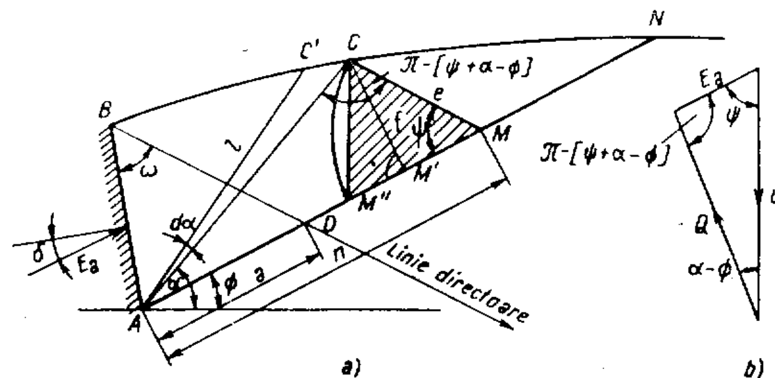


Fig. 9.9. Metoda analitică Rebhan.

deci :

$$\frac{dG}{d\alpha}\sin(\psi+\alpha-\Phi)\sin(\alpha-\Phi)+G\sin\psi=0, \qquad (9.6)$$

Din figura 9.9 se vede că :

$$dG=\frac{l\cdot l d\alpha}{2}\gamma_a,$$

deci :

$$\frac{dG}{d\alpha}=-\frac{\gamma_a l^2}{2}. \qquad (9.7)$$

Semnul minus apare deoarece cu creșterea unghiului α, greutatea prismei ABC scade.

Se duce $CM \| BD$ (linia directoare dusă sub unghiul $\omega=\delta+\Phi$) și se notează : $AM=n$, $CM=e$, și $CM'=f$.

Cu ajutorul acestor notații se poate scrie :

$$\sin(\alpha-\Phi)=\frac{f}{l}; \qquad (9.8)$$

$$\sin(\psi+\alpha-\Phi)=\frac{n}{e}\sin(\alpha-\Phi)=\frac{n}{e}\,\frac{f}{l}; \qquad (9.9)$$

$$\sin\psi=\frac{f}{e}. \qquad (9.10)$$

Înlocuind expresiile (9.7), (9.8), (9.9) și (9.10) în relația (9.6) se obține :

$$-\frac{\gamma_a l^2}{2}\,\frac{n}{e}\,\frac{f^2}{l^2}=-G\frac{f}{e}, \qquad (9.11)$$

de unde, după simplificări și luînd în considerare că $G=$ a r i a $ABC.1.\gamma_a$, rezultă :

$\frac{nf}{2}=$ a r i a ABC, dar $\frac{nf}{2}$ este suprafața ACM, putîndu-se scrie :

$$\text{aria } ABC=\text{aria } ACM. \qquad (9.12)$$

Rezultă că, împingerea activă maximă se obține cînd planul de lunecare satisface condiția (9.12).

Mărimea împingerii active maxime se obține din expresia (9.3) ajungîndu-se la expresia :

$$E_a=G\frac{\sin(\alpha-\Phi)}{\sin(\psi+\alpha-\Phi)}=\gamma_a\frac{ef}{2}. \qquad (9.13)$$

Se observă că împingerea este proporțională cu suprafața triunghiului CMM''.

9.4.1. APLICAȚIA GRAFICĂ A METODEI REBHAN

Pornindu-se de la concluzia că împingerea activă este maximă cînd suprafețele ABC și ACM sînt egale (fig. 9.9), se poate determina poziția planului de lunecare α, respectiv mărimea împingerii pămîntului și grafic.

Pentru rezolvare se consideră mai multe plane de alunecare AC_1, $AC_2, \ldots AC_n$ (fig. 9.10). Se duce o dreaptă din punctul B sub unghiul $\omega=\delta+\Phi$, pînă ce intersectează în punctul D dreapta AN dusă sub unghiul Φ.

Din punctele C_1, $C_2, \ldots C_n$ se duc paralele la dreapta BD, obținîndu-se punctele M_1, $M_2, \ldots M_n$.

Se calculează suprafețele ABC_i, respectiv AC_iM_i.

Suprafețele ABC_i, respectiv AC_iM_i se măsoară la scară, sub formă de segmente pe direcțiile AC_i (de exemplu suprafața ABC_1 este reprezentată de segmentul $\overline{A1'}$ iar suprafața AC_1M_1 de segmentul $\overline{A1''}$). Unind punctele $1', 2', \ldots n'$ se obține curba de variație a suprafețelor ABC_i, iar din unirea punctelor $1'', 2'', \ldots n''$ curba de variație a suprafețelor AC_iM_i.

Locul unde cele două curbe se intersectează (punctul I) satisface condiția de egalitate a celor două suprafețe, adică suprafața de lunecare ce va trece prin acest punct corespunde valorii maxime a împingerii pămîntului.

Unind punctul I cu A și prelungind segmentul pînă ce intersectează terenul se obține punctul C. Ducînd din punctul C paralelă la dreapta BD pînă intersectează dreapta AN se obține punctul M, respectiv segmentul $CM=e$. Ducînd o normală pe dreapta AN (din punctul C) se obține segmentul f. În acest fel s-au obținut toate elementele necesare calculului împingerii cu formula (9.13).

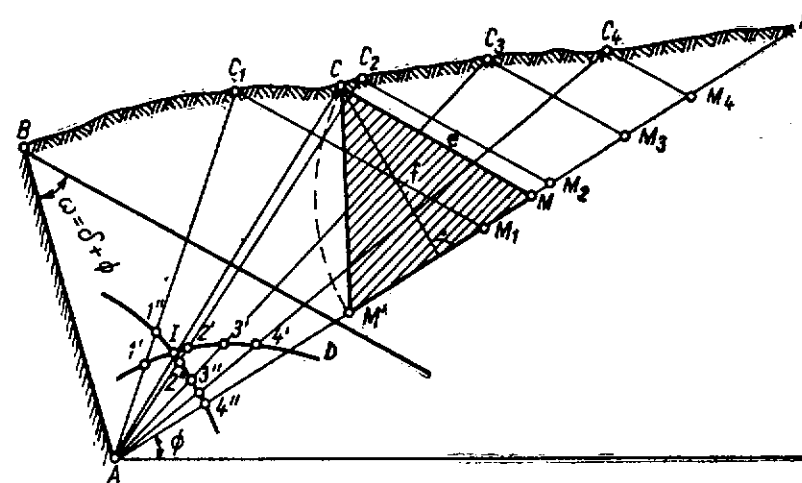


Fig. 9.10. Aplicația grafică a metodei Rebhan.

9.5. METODA SEMICERCULUI

9.5.1. DETERMINAREA ÎMPINGERII ACTIVE

Metoda semicercului stabilită de Poncelet, se foloseşte pentru determinarea împingerii, fără a face mai multe încercări. Această metodă se poate aplica numai în cazul în care suprafaţa terenului este plană.

Metoda se bazează pe concluzia lui Rebhan, conform căreia planul de lunecare AC se găseşte plasat astfel încît suprafeţele ABC şi ACM sînt egale.

Ţinînd seama de figura 9.11 se notează :

$\overline{AD}=a$; $\overline{AM}=n$; $\overline{AN}=b$; $\overline{CM}\|\overline{BD}$ şi $\overline{MC'}\|\overline{AC}$, $\overline{BC}=\overline{CC'}=d$ deoarece $\Delta ABC=\Delta ACM$, $\overline{CN}=c$.

Din asemănarea triunghiurilor :

$$\Delta ACN\sim\Delta MC'N \text{ se poate scrie : } \frac{d}{c}=\frac{n}{b};$$

iar din asemănarea triunghiurilor $\Delta BDN\sim\Delta CMN$:

$$\frac{d}{c}=\frac{n-a}{b-n}.$$

Se poate scrie :

$$\frac{n}{b}=\frac{n-a}{b-n} \quad \text{sau} \quad nb-n^2=nb-ab,$$

de unde rezultă

$$n=\sqrt{ab}. \qquad (9.14)$$

Segmentul $\overline{AM}=n$ este medie proporţională între segmentele $\overline{AD}=a$ şi $\overline{AN}=b$.

Rezultă că, pornind de la condiţia corespunzătoare împingerii maxime, este necesar şi suficient să găsim poziţia punctului M pe dreapta AN, în rest aplicîndu-se cele arătate cu ocazia expunerii metodei Rebhan.

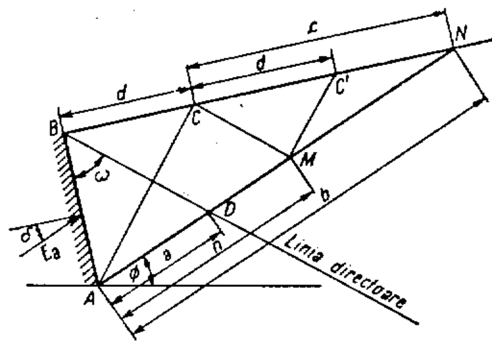


Fig. 9.11. Metoda semicercului.

Punctul M poate fi stabilit cu o construcţie geometrică simplă (fig. 9.12). Se desenează un semicerc cu diametrul $\overline{AN}=b$. Punctul D se proiectează printr-o perpendiculară pe semicerc şi se primeşte punctul D'. Cateta $\overline{AD'}$ din triunghiul $AD'N$ este media proporţională între

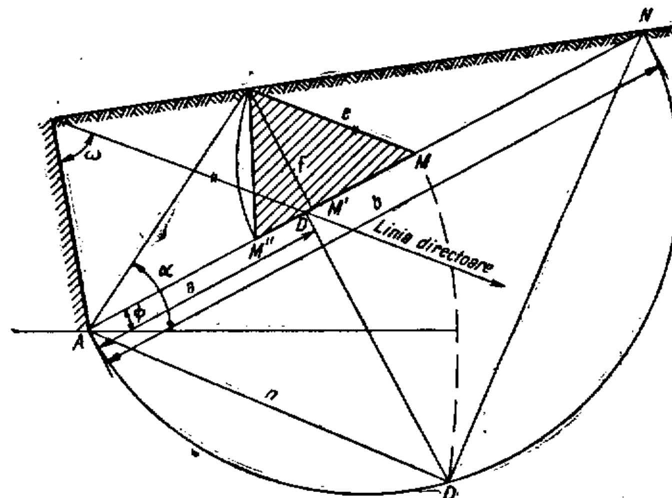


Fig. 9.12. Aplicarea metodei semicercului pentru stabilirea împingerii active.

ipotenuza $\overline{AN}=b$ şi proiecţia ei pe ipotenuză $\overline{AD}=a$. Rabatind distanţa $\overline{AD}$ pe linia $\overline{AN}$ se obţine punctul M. Din acesta, ducîndu-se o paralelă cu linia directoare, se obţine punctul C, adică elementul necesar stabilirii planului de alunecare (unghiul α), şi segmentele e şi f (fig. 9.12).

9.5.2. DETERMINAREA REZISTENŢEI PASIVE

În cazul rezistenţei pasive se poate face aceeaşi construcţie geometrică, luînd în considerare numai semnele schimbate a unghiurilor Φ şi δ (fig. 9.13).

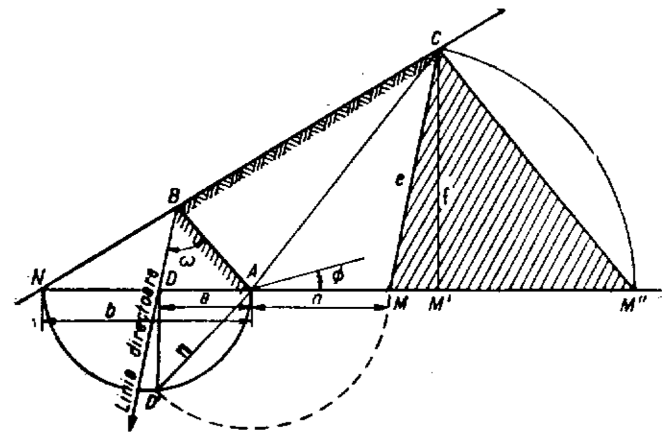


Fig. 9.13. Aplicarea metodei semicercului pentru stabilirea rezistenţei pasive.

După stabilirea punctului C, se obţine segmentul MC (e) ducînd paralelă la segmentul BD şi segmentul $M'C$ (f) ducînd normala pe dreapta dusă sub unghiul Φ. Cu aceste segmente (dar de mărime diferită ca cele obţinute în cazul împingerii active) se obţine rezistenţa pasivă aplicînd relaţia (9.13).

9.6. COEFICIENŢII ÎMPINGERII ACTIVE ŞI REZISTENŢEI PASIVE A PĂMÎNTURILOR

Pornind de la expresiile care dau împingerea activă maximă şi rezistenţa pasivă minimă, se observă că, pentru stabilirea valorilor respective se pot folosi şi metode grafice. Spre a putea aplica însă în mod expeditiv relaţiile obţinute, valorile e şi f se vor exprima analitic în funcţie de mărimile (θ, δ, Φ, β), cunoscute în orice problemă, stabilind aşa numiţii coeficienţi de împingere.

Aceşti coeficienţi se pot stabili pentru cazul general cînd $\delta \neq 0$, $\beta \neq 0$, $\theta \neq 0$.

În expresia lui E_a (9.13) se înlocuieşte valoarea lui e şi f cu ajutorul elementelor notate în figura 9.14.

După calcule şi transformări se ajunge la expresia de calcul a coeficientului de împingere activă K_a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi+\theta)}{\cos^2\theta\cos(\delta-\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\Phi-\beta)\sin(\Phi+\delta)}{\cos(\theta+\beta)\cos(\delta-\theta)}}\right]^2}, \tag{9.15}$$

iar mărimea împingerii va fi dată de relaţia :

$$E_a = \frac{\gamma_a h^2}{2} K_a. \tag{9.16}$$

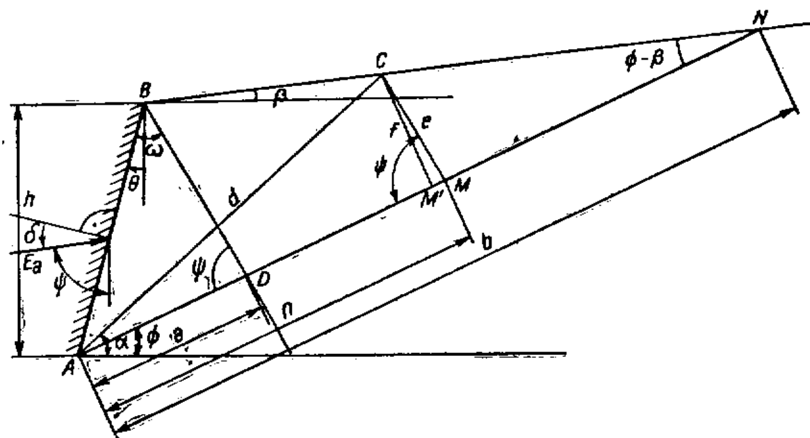


Fig. 9.14. Determinarea coeficientului de împingere activă.

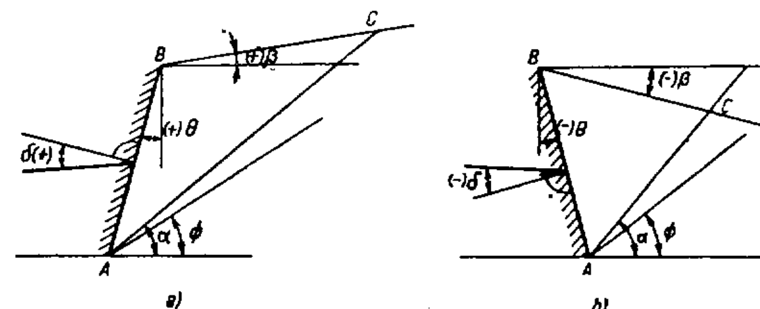


Fig. 9.15. Convenţia de semne pentru calculul coeficienţilor de împingere : *a* — teren deasupra planului orizontal; *b* — teren sub planul orizontal.

În formulele de mai sus, unghiurile θ, δ şi β se introduc cu semnele date în figura 9.15, *a* şi 9.15, *b*.

În mod cu totul asemănător se poate deduce şi coeficientul K_p pentru calculul rezistenţei pasive :

$$K_p = \frac{\cos^2(\Phi-\theta)}{\cos^2\theta\cos(\delta-\theta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\Phi+\beta)\sin(\Phi-\delta)}{\cos(\theta+\beta)\cos(\delta-\theta)}}\right]^2}. \tag{9.17}$$

Semnele unghiurilor θ, δ şi β se aplică la fel ca şi în cazul împingerii active (fig. 9.15, *a* şi 9.15, *b*).

Rezistenţa pasivă se va calcula folosind expresia :

$$E_p = \frac{\gamma_a h^2}{2} K_p. \tag{9.18}$$

Relaţiile stabilite pentru coeficienţii de împingere în cazul general se pot particulariza pentru cazul întîlnit frecvent : $\theta=0$, $\beta=0$ şi $\delta=0$.

Înlocuind valorile menţionate în expresia (9.15) se obţine :

$$K_a = \mathrm{tg}^2\left(45-\frac{\Phi}{2}\right), \tag{9.19}$$

respectiv prin înlocuire în (9.17) :

$$K_p = \mathrm{tg}^2\left(45+\frac{\Phi}{2}\right). \tag{9.20}$$

După cum s-a arătat (mai ales în cazul general), relaţiile prezentate pentru K_a, K_p sînt relativ complicate şi greu de aplicat. Pentru a veni în sprijinul proiectanţilor, în lucrarea [15] se prezintă tabele centralizatoare de valori, calculate pentru diverse cazuri mai frecvent întîlnite în practica inginerească.

În tabelele 9.1 şi 9.2 se dau valorile coeficientului împingerii active K_a respectiv a rezistenţei pasive K_p pentru cazul cînd suprafaţa de sprijin este verticală ($\theta=0$) şi terenul este orizontal ($\beta=0$).

Tabela 9.1

Valori K_a.

δ pozitiv

θ=0 β=0

δ \ Φ	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	Φ / δ
0	0,704	0,644	0,589	0,538	0,490	0,446	0,406	0,368	0,333	0,301	0,271	0,243	0,217	0,194	0,172	0
2,5	0,681	0,624	0,571	0,522	0,476	0,434	0,395	0,359	0,326	0,294	0,265	0,238	0,213	0,190	0,169	2,5
5	0,662	0,607	0,556	0,509	0,465	0,424	0,387	0,351	0,319	0,289	0,260	0,234	0,210	0,187	0,166	5
7,5	0,647	0,593	0,543	0,497	0,455	0,416	0,379	0,345	0,313	0,284	0,256	0,231	0,207	0,185	0,164	7,5
10	0,635	0,582	0,533	0,488	0,447	0,408	0,373	0,339	0,308	0,280	0,253	0,228	0,204	0,183	0,163	10
12,5		0,572	0,524	0,480	0,440	0,402	0,367	0,335	0,305	0,276	0,250	0,225	0,203	0,181	0,161	12,5
15			0,518	0,474	0,434	0,397	0,363	0,331	0,301	0,274	0,248	0,224	0,201	0,180	0,160	15
17,5				0,469	0,430	0,394	0,360	0,328	0,299	0,272	0,246	0,222	0,200	0,179	0,160	17,5
20					0,427	0,391	0,357	0,326	0,297	0,270	0,245	0,221	0,199	0,179	0,160	20
22,5						0,389	0,356	0,325	0,296	0,269	0,244	0,221	0,199	0,179	0,160	22,5
25							0,355	0,324	0,296	0,269	0,244	0,221	0,199	0,179	0,160	25
27,5								0,325	0,296	0,270	0,245	0,222	0,200	0,180	0,161	27,5
30									0,297	0,271	0,246	0,223	0,201	0,181	0,162	30
32,5										0,272	0,248	0,224	0,203	0,182	0,163	32,5
35											0,250	0,226	0,205	0,184	0,165	35
37,5												0,229	0,207	0,187	0,167	37,5
40													0,210	0,189	0,170	40
42,5														0,193	0,173	42,5
45															0,177	45

Tabela 9.2

Valori K_p

δ pozitiv

θ=0 β=0

δ \ Φ	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	Φ / δ
0	1,428	1,552	1,700	1,852	2,031	2,231	2,481	2,734	3,031	3,331	3,700	4,130	4,623	5,004	5,861	0
2,5	1,346	1,468	1,605	1,741	1,916	2,092	2,327	2,540	2,821	3,096	3,415	3,810	4,255	4,783	5,312	2,5
5	1,266	1,383	1,510	1,631	1,800	1,974	2,173	2,347	2,611	2,861	3,130	3,491	3,888	4,325	4,762	5
7,5	1,174	1,294	1,410	1,526	1,681	1,838	2,026	2,204	2,441	2,661	2,916	3,831	3,574	3,968	4,362	7,5
10	0,985	1,189	1,311	1,422	1,562	1,702	1,880	2,061	2,262	2,461	2,701	2,971	3,261	3,611	3,962	10
12,5		0,976	1,138	1,298	1,446	1,595	1,751	1,919	2,096	2,287	2,503	2,741	3,026	3,333	3,611	12,5
15			0,966	1,175	1,331	1,489	1,621	1,777	1,931	2,113	2,305	2,512	2,792	3,056	3,321	15
17,5				0,947	1,182	1,362	1,503	1,646	1,801	1,963	2,131	2,332	2,540	2,810	3,072	17,5
20					0,941	1,191	1,372	1,500	1,665	1,801	1,971	2,171	2,361	2,586	2,810	20
22,5						0,917	1,201	1,376	1,500	1,662	1,812	1,992	2,180	2,370	2,561	22,5
25							0,906	1,191	1,371	1,500	1,652	1,821	2,001	2,176	2,352	25
27,5								0,885	1,181	1,341	1,500	1,664	1,821	1,996	2,172	27,5
30									0,866	1,162	1,352	1,510	1,672	1,830	1,988	30
32,5										0,853	1,152	1,330	1,500	1,656	1,812	32,5
35											0,819	1,130	1,320	1,470	1,621	35
37,5												0,800	1,111	1,291	1,472	37,5
40													0,766	1,026	1,285	40
42,5														0,736	0,996	42,5
45															0,707	45

9.7. DIAGRAMA PRESIUNILOR

9.7.1. GENERALITĂȚI. DIAGRAMA PRESIUNILOR DATORITĂ GREUTĂȚII PĂMÎNTULUI

Pentru dimensionarea unui zid de sprijin este necesar ca, în afară de mărimea și direcția împingerii, să se cunoască și punctul de aplicație al acesteia și variația presiunilor din împingere pe toată suprafața de sprijin.

Pentru a pune în evidență cele menționate se pleacă de la relația (9.16).

Pentru înălțimea z (fig. 9.16) împingerea va fi :

$$E_{a\,(z)}=\frac{\gamma_a z^2}{2}K_a, \tag{9.22}$$

iar pentru $z+dz$:

$$E_{a\,(z+dz)}=\frac{\gamma_a (z+dz)^2}{2}K_a. \tag{9.22}$$

Din definiția presiunii ca forță pe unitatea de suprafață pentru elementul diferențial considerat (fig. 9.16), se poate scrie :

$$p_z=\frac{E_{a\,(z+dz)}-E_{a\,(z)}}{d_z\cdot 1}=\frac{dE_a}{dz}. \tag{9.23}$$

Rezultă din expresia (9.23) că presiunea este derivata împingerii, adică :

$$p_z=\frac{d}{dz}\left(\frac{\gamma_a z^2}{2}K_a\right)=\gamma_a z K_a. \tag{9.24}$$

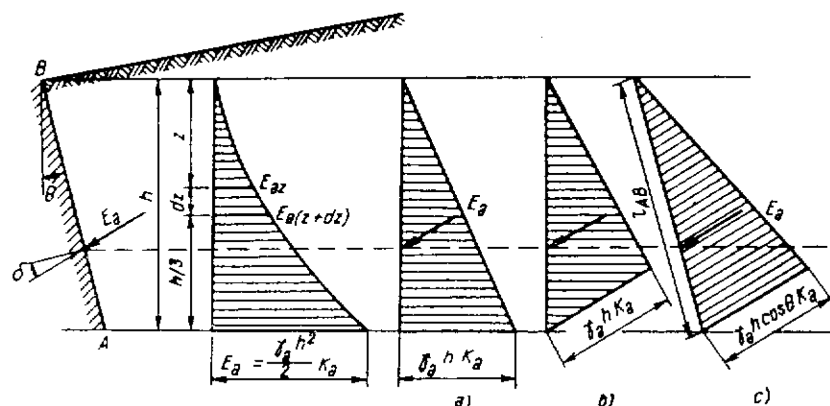


Fig. 9.16. Diagrama de presiuni :
a — reprezentarea presiunii fără a ține seama de direcția împingerii; *b* — idem, ținînd seama și de direcția împingerii; *c* — idem, direct pe suprafața de sprijin.

Din relația (9.24) reiese că presiunea variază liniar cu înălțimea, diagrama fiind reprezentată printr-un triunghi (fig. 9.16, *a*). Împingerea E_a, care este rezultanta presiunilor, va acționa la $\frac{1}{3}h$ de la nivelul punctului A.

Acest mod de reprezentare a presiunii nu ține seama de direcția împingerii, care în cazul de față nu este orizontală. O reprezentare a presiunii, care ia în considerare și direcția împingerii, este dată în figura 9.16, *b*.

Presiunea poate fi dată și pe suprafața de sprijin, a cărei lungime fiind $l_{AB}=\frac{h}{\cos\theta}$, presiunea în punctul A va fi :

$$p'h=\gamma_a h\cos\theta K_a. \tag{9.25}$$

Modul cel mai comod de reprezentare al presiunii este acela din figura 9.16, *a*, cu mențiunea că direcția împingerii se va lua corespunzător unghiului de frecare și a unghiului de înclinare a suprafeței de sprijin față de verticala θ, ambele unghiuri fiind date prin enunțul problemei.

9.7.2. DIAGRAMA PRESIUNILOR DIN SARCINI UNIFORM DISTRIBUITE

Dacă pe suprafața terenului este aplicată o sarcină distribuită uniform (q în kN/m²), modul cel mai simplu pentru stabilirea diagramei de presiune asupra zidului de sprijin (fig. 9.17) constă în a transforma sarcina uniformă q într-un strat de pămînt de aceeași greutate specifică aparentă γ_a ca a terenului din spatele zidului de sprijin. Grosimea i a stratului rezultă din condiția :

$$i\gamma_a=q, \quad \text{deci} \quad i=\frac{q}{\gamma_a}. \tag{9.26}$$

Se stabilește diagrama de presiuni *abc* pentru înălțimea $h+i$, dar asupra zidului de sprijin acționează numai împingerea corespunzătoare diagramei trapezoidale *adeb*. Deoarece diagrama triunghiulară *fbe* corespunde presiunii din greutatea pămîntului pentru

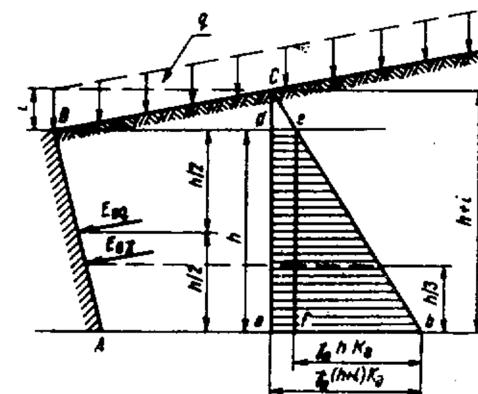


Fig. 9.17. Diagrama de presiuni din sarcini uniform distribuite.

înălţimea h ($E_{a\gamma}$), diferenţa, adică diagrama dreptunghiulară *afed* reprezintă împingerea din sarcina uniform distribuită E_{aq}. Fiecare împingere acţionează în centrul de greutate al diagramei de presiuni respective (fig. 9.17).

9.7.3. DIAGRAMA PRESIUNILOR DIN SARCINI CONCENTRATE

Dacă pe suprafaţa terenului, paralel cu zidul de sprijin acţionează o sarcină liniar distribuită, această încărcare influenţează şi ea diagrama presiunii (fig. 9.18, *a*). Din forţa liniar distribuită, partea ce acţionează pe 1 m liniar se consideră în calcule (epure) ca o forţă concentrată.

Valoarea împingerii rezultată din greutatea pămîntului şi din acţiunea forţei concentrate se poate stabili uşor cu ajutorul triunghiului forţelor. La valoarea forţei G reprezentînd greutatea prismei de teren ABC se adaugă forţa P, după care triunghiul forţelor se construieşte în mod similar ca la determinarea împingerii din greutatea pămîntului ; unghiul α defineşte poziţia planului de lunecare cel mai periculos, determinat cu una din metodele cunoscute, fără luarea în considerare a forţei P. Mărimea împingerii din forţa concentrată E_{ap} se determină din triunghiul format prin ducerea unei paralele din extremitatea forţei P la direcţia E_a (vezi triunghiul forţelor fig. 9.18) :

$$E_{ap}=\frac{P\sin(\alpha-\Phi)}{\sin(\psi+\alpha-\Phi)}. \tag{9.27}$$

Diagrama de presiune din acţiunea forţei concentrate se poate determina uşor prin aplicarea unei metode aproximative. Din punctul de aplicaţie al forţei P se duc două drepte, una sub unghiul Φ faţă de orizontală, cealaltă sub unghiul α pînă la intersecţia cu suprafaţa de sprijin AB în punctele D_1 respectiv D_2. Se consideră diagrama de presiune triunghiulară (cu vîrful în jos avînd înălţimea egală cu distanţa, măsurată pe verticală, dintre punctele D_1 şi D_2 adică j), iar baza triunghiului k se determină din condiţia :

$$E_{ap}=\frac{kj}{2}. \tag{9.28}$$

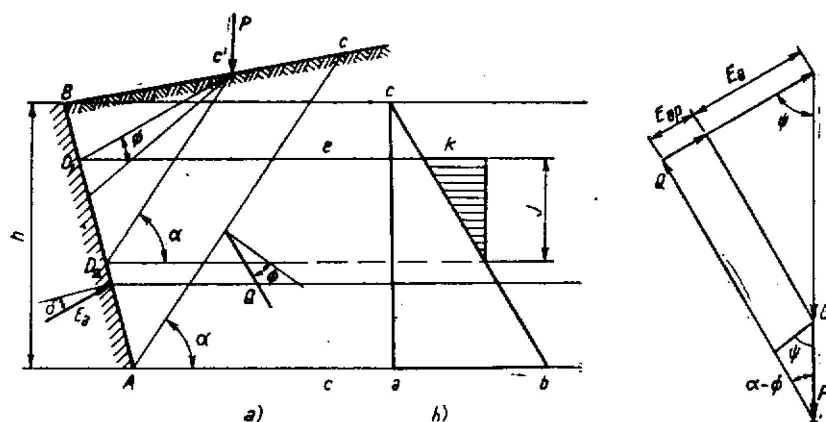


Fig. 9.18. Diagrama de presiuni din sarcină concentrată :
a — construcţia grafică; *b* — diagrama de presiuni; *c* — poligonul forţelor.

9.7.4. DIAGRAMA PRESIUNILOR PENTRU UN ZID DE SPRIJIN CU SUPRAFAŢA FRÎNTĂ

În toate cazurile tratate, suprafaţa de sprijin AB a fost considerată plană. Motive de ordin constructiv impun uneori aplicarea unei suprafeţe frînte sau curbe. Se dă mai jos modul cum se stabileşte diagrama presiunii în aceste cazuri.

Se consideră că paramentul zidului de sprijin este dat de linia frîntă $AA'B$ (fig. 9.19). Pentru suprafaţa $A'B$ diagrama de presiuni se poate stabili în modul cunoscut şi se obţine diagrama triunghiulară *abc*. Pentru a stabili împingerea pe suprafaţa AA', se înlocuieşte linia frîntă a zidului $AA'B$ cu linia dreaptă AB', în aşa fel ca volumul de pămînt din spatele zidului să nu sufere modificare. Diagrama presiunii pentru suprafaţa AB' este dată de triunghiul $a'b'c'$, din care rămîne valabilă numai suprafaţa trapezului pe înălţimea h''. Prin suprapunerea celor două diagrame, pe

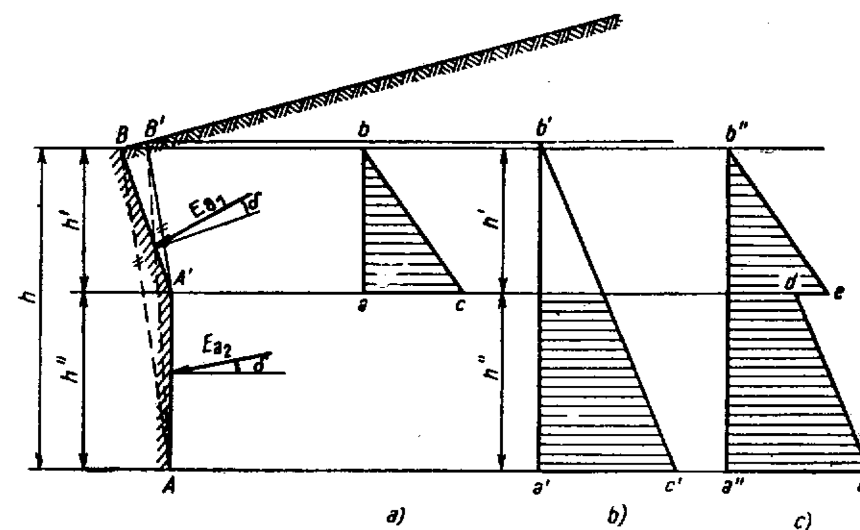


Fig. 9.19. Diagrama de presiuni în cazul unui zid de sprijin cu suprafaţa frînată :
a — primul tronson; *b* — tronsonul al doilea; *c* — suprapunerea efectelor.

înălţimea h' şi h'', se obţine diagrama definitivă $a''b''edc''$. Direcţia împingerilor E_{a1} şi E_{a2} se stabileşte separat pentru suprafeţele $A'B$ şi AA'.

Dacă zidul de sprijin are suprafaţa curbă, aceasta se înlocuieşte cu un poligon şi se aplică metoda arătată mai sus.

9.7.5. DIAGRAMA PRESIUNILOR ÎN CAZUL UNUI TEREN COMPUS DIN MAI MULTE STRATURI

Cînd pămîntul din spatele zidului de sprijin este compus din mai multe straturi cu caracteristici diferite, se construieşte, prima dată, în mod obişnuit împingerea şi diagrama presiunilor pentru stratul superior ; apoi, stratul acesta se înlocuieşte cu un strat echivalent ca greutate, dar avînd greutatea specifică aparentă a stratului inferior şi se stabileşte diagrama totală a presiunii, din care se consideră numai partea corespunzătoare înălţimii stratului inferior.

În figura 9.20 s-au presupus două strate cu caracteristicile γ_{a1}, Φ_1, δ_1 şi γ_{a2}, Φ_2, δ_2. Diagrama presiunii pentru înălţimea h_1 este triunghiul abc.

Calculînd înălţimea stratului înlocuitor în punctele B şi D_i :

$$h_1' = h_1 \frac{\gamma_{a1}}{\gamma_{a2}} \quad \text{şi} \quad h_i' = h_i \frac{\gamma_{a1}}{\gamma_{a2}}, \tag{9.29}$$

se poate trasa nivelul (linia $B'D_i'$) care se ia în considerare la stabilirea diagramei de presiuni pe suprafaţa AB'. Din diagrama totală $a'b'c'$ se

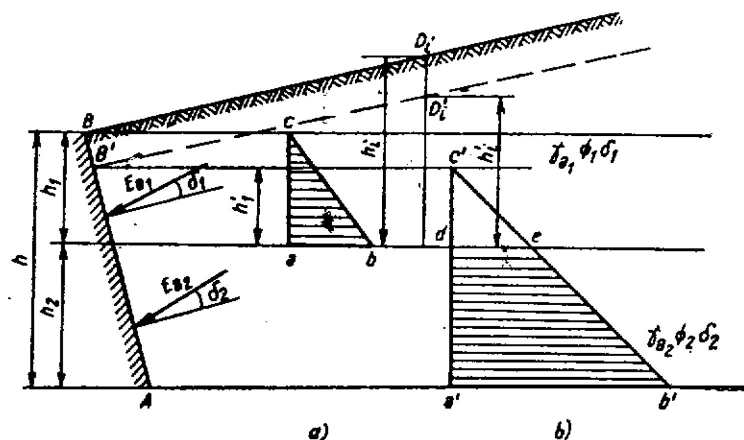


Fig. 9.20. Diagrama de presiuni pentru teren compus din două straturi de pămînt :
a — stratul de grosime h_1; b — stratul de grosime h_2.

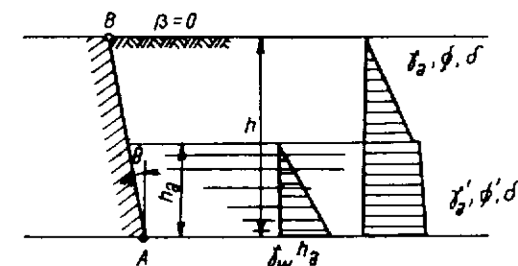


Fig. 9.21. Diagrama de presiuni în cazul cînd apare apa subterană pe înălţimea h_a.

consideră numai trapezul $a'b'ed$. Direcţiile împingerilor E_{a1} şi E_{a2} corespunzătoare celor două strate se stabilesc separat luînd în considerare unghiurile de frecare δ_1 şi δ_2.

În mod asemănător se aplică metoda şi în cazul mai multor strate.

9.7.6. DIAGRAMA PRESIUNILOR ÎN CAZUL CÎND ÎN SPATELE SUPRAFEŢEI DE SPRIJIN APARE APĂ SUBTERANĂ

Cînd pe înălţimea h_a (fig. 9.21) apare apa subterană, problema se tratează în mod asemănător cu cazul terenului compus din două strate, deoarece prezenţa apei modifică valoarea greutăţii specifice aparente care devine γ' (greutatea specifică aparentă sub apă) şi de multe ori şi valorile unghiurilor Φ şi δ (acestea micşorîndu-se la valorile Φ' şi δ').

Valorile unghiurilor Φ' şi δ' se determină experimental, iar greutatea specifică aparentă submersată γ' se poate calcula dacă se cunoaşte porozitatea n şi greutatea specifică γ_s :

$$\gamma' = (1-n)(\gamma_s - \gamma_w),$$

unde γ_w este greutatea specifică a apei.

La diagrama de presiuni din împingerea pămîntului se adaugă diagrama din împingerea apei asupra suprafeţei de sprijin pe înălţimea h_a.

10. LUCRĂRI DE TERASAMENTE

La lucrările de terasamente, problema de bază care se pune, atît la proiectare cît şi la execuţie, constă în asigurarea stabilităţii lor. Această stabilitate se asigură fie prin amenajarea terasamentelor sub formă de taluz cu pantă corespunzătoare, fie prin sprijinirea lor cu ajutorul zidurilor de sprijin.

10.1. TALUZURI

10.1.1. GENERALITĂŢI

Amenajarea terasamentelor sub formă de taluz se aplică la unele lucrări cum ar fi : ramblee sau deblee pentru căi ferate şi drumuri, diguri şi baraje de pămînt, canale pentru irigaţii şi desecări etc. (fig. 10.1, *a*, *b*, *c*, *d*).

După cum arată experienţa, taluzurile rambleelor sau debleelor în anumite împrejurări îşi pot pierde stabilitatea, producîndu-se desprinderea şi alunecarea pămîntului aflat în taluz spre piciorul acestuia. Acest lucru provoacă întreruperi în exploatarea construcţiei respective (cale ferată drum, sistem de irigare etc.), iar lucrările de consolidare sînt în general

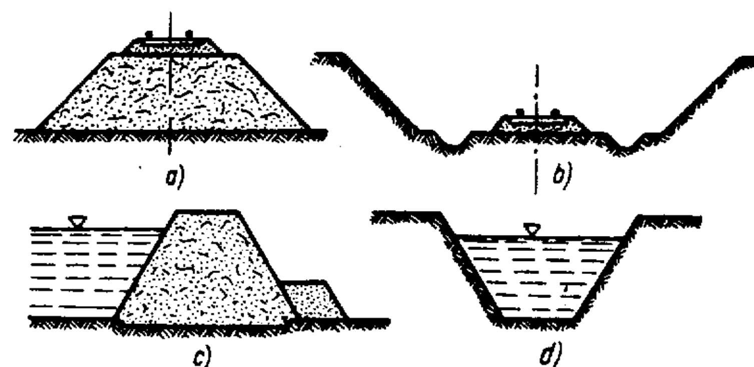


Fig. 10.1. Terasamente amenajate în taluz :
a — rambleu de cale ferată; *b* — debleu de cale ferată; *c* — dig de pămînt; *d* — canal.

costisitoare şi greu de executat. De aceea se impune ca atît la proiectare, cît şi în timpul exploatării unui taluz, să se ţină seama pe cît posibil de toţi factorii care ar putea provoca pierderea stabilităţii lui în timp.

Printre cauzele mai frecvente a căror acţiune duce la alunecarea pămîntului amenajat sub formă de taluz se pot menţiona :

a) Perturbarea condiţiilor iniţiale de echilibru al taluzului prin executarea unor săpături la baza sa (la piciorul taluzului), fără a lua măsurile necesare restabilirii echilibrului iniţial.

b) Schimbarea în timp a unor caracteristici fizice şi mecanice (γ_a, Φ, c) ale pămîntului, datorită influenţei unor factori care au început să acţioneze ulterior executării terasamentului (înmuierea pămîntului de la baza taluzului, variaţia nivelului apelor, vibraţii etc).

c) Fenomene de antrenare hidrodinamică provocate de apa care se scurge pe suprafaţa taluzului, sau a pînzei de apă subterană care iese din taluz.

În ceea ce priveşte formele sub care are loc alunecarea pămîntului în cazul pierderii stabilităţii unui taluz, acestea sînt foarte variate ; formele cele mai caracteristice sînt redate sub formă de scheme în figura 10.2, *a*, *b*, *c*, *d*.

Pentru cazurile redate în figura 10.2, *a* şi *b*, alunecarea pămîntului din corpul rambleului, respectiv a debleului, are loc de-a lungul unei suprafeţe preexistente de stratificaţie, sau a unui pat de rocă.

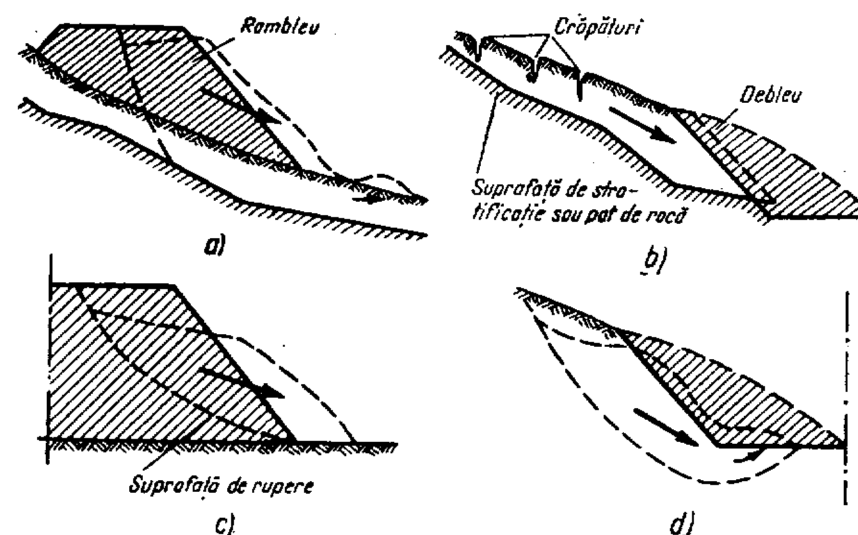


Fig. 10.2. Diverse forme de alunecare a terasamentelor taluzate :
a — alunecarea unui rambleu; *b* — alunecarea unui debleu; *c* — rambleu orizontal; *d* — alunecare dezvoltată în roca de bază.

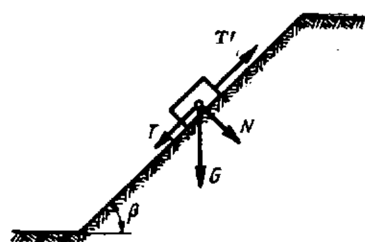


Fig. 10.3. Taluz din nisip (schema de calcul).

În cazurile redate în figura 10.2, c și d, alunecarea are loc după suprafețe de rupere care se dezvoltă în terenul omogen din corpul terasamentului, în urma depășirii rezistenței la forfecare a pămîntului.

În oricare din schemele considerate, alunecarea are loc atunci cînd *forțele active*, care tind să deplaseze masa de pămînt pe suprafața de alunecare, sînt mai mari decît *forțele pasive* care se pot opune acestei mișcări.

În cazul terasamentelor alcătuite din pămînturi necoezive, panta pe lîngă care taluzul se găsește la limita echilibrului din punct de vedere al stabilității, este cea corespunzătoare unghiului de frecare interioară.

Acest lucru rezultă din analizarea condițiilor de echilibru a unei particule de pămînt, de greutate G, de pe suprafața unui taluz de nisip, a cărui unghi de înclinare față de orizontală este β (fig. 10.3). Greutatea G a particulei se descompune în două componente, una paralelă cu taluzul T, cealaltă normală la planul taluzului N:

$$T=G\sin\beta;$$

$$N=G\cos\beta.$$

Forța T tinde să deplaseze particula spre piciorul taluzului. Acestei forțe i se opune forța de frecare T', paralelă cu planul taluzului și direct proporțională cu forța N, prin intermediul coeficientului de frecare u. Frecarea avînd loc între particule de teren, înseamnă că:

$$u=\operatorname{tg}\Phi,$$

iar:

$$T'=uN=G\cos\beta\operatorname{tg}\Phi.$$

Condiția pentru ca particula să fie în echilibru este:

$$T=T'. \qquad (10.1)$$

Adică: $G\sin\beta=G\cos\beta\operatorname{tg}\Phi$,

$$\operatorname{tg}\beta=\operatorname{tg}\Phi, \qquad (10.2)$$

sau:

$$\beta=\Phi. \qquad (10.3)$$

Deci la limita echilibrului, unghiul de înclinare al taluzului β este egal cu unghiul de frecare interioară al pămîntului Φ.

Pentru a avea asigurată stabilitatea taluzului se va lua:

$$\beta<\Phi. \qquad (10.4)$$

Coeficientul de siguranță va fi:

$$\eta=\frac{\operatorname{tg}\Phi}{\operatorname{tg}\beta}=1{,}3-1{,}5. \qquad (10.5)$$

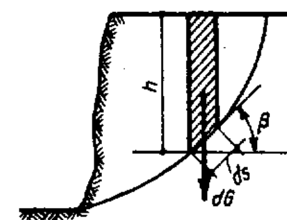


Fig. 10.4. Taluz din pămînt coeziv (schemă de calcul).

La terasamente din pămînturi coezive, unghiul de înclinare al taluzului este în funcție de înălțimea terasamentului, precum și de umiditatea pămîntului. Influența umidității se exercită prin modificarea coeziunii pămîntului.

Din prisma de pămînt care ar putea aluneca după suprafața de alunecare considerată (fig. 10.4), se ia și se studiază echilibrul unui element diferențial de greutate dG, înălțime h și arie $dA=ds.1$.

Condiția de echilibru pentru acest element diferențial este:

$$dG\sin\beta=dG\cos\beta\operatorname{tg}\Phi+c\,dA. \qquad (10.6)$$

Împărțind relația de mai sus cu dA și avînd în vedere că:

$$\frac{dG}{dA}=\gamma_a h\cos\beta,$$

rezultă:

$$\gamma_a h\cos\beta\sin\beta=\gamma_a h\cos^2\beta\operatorname{tg}\Phi+c,$$

$$\operatorname{tg}\beta=\operatorname{tg}\Phi+\frac{c}{\gamma_a h\cos^2\beta}. \qquad (10.7)$$

Analizînd relația obținută (10.7) se observă că:

— pentru $c=0$, $\operatorname{tg}\beta=\operatorname{tg}\Phi$, adică $\beta=\Phi$; rezultat cunoscut de la analizarea echilibrului în cazul pămînturilor necoezive;

— dacă h este foarte mic ($h\to 0$), $\operatorname{tg}\beta\to\infty$, adică $\beta\to 90°$; la înălțimi mici, taluzul la pămînturile coezive se poate face vertical;

— dacă h este foarte mare ($h\to\infty$), $\operatorname{tg}\beta\to\operatorname{tg}\Phi$, adică $\beta\to\Phi$; la înălțimi mari, înclinarea taluzului se apropie de valoarea unghiului de frecare interioară Φ.

Linia taluzului poate fi stabilită prin calcule succesive. Această linie nu se determină însă la limita echilibrului, ci se consideră afectată de un coeficient de siguranță ($\eta=1{,}5$), astfel că relația (10.7) se poate scrie:

$$\operatorname{tg}\beta=\frac{1}{\eta}\left(\operatorname{tg}\Phi+\frac{c}{\gamma_a h\cos^2\beta}\right). \qquad (10.8)$$

În practică nu se fac taluzuri cu suprafață curbă, ci plană, de obicei cu o singură înclinare, iar la înălțime mare, cu două sau mai multe înclinări

10.1.2. METODE GRAFO-ANALITICE PENTRU VERIFICAREA STABILITĂȚII TALUZURILOR

Prin observații numeroase, făcute asupra taluzurilor prăbușite, s-a constatat că alunecarea, în cazul pămînturilor omogene și cînd nu există o suprafață de alunecare dinainte formată, se produce după o suprafață cilindrică. S-a stabilit că la pămînturi cu un unghi de frecare interioară $\Phi > 5$, suprafața de alunecare trece prin piciorul taluzului (fig. 10.5). La pămînturi cu un unghi de frecare $\Phi \leqslant 5°$, cînd sub piciorul taluzului (punctul A) la o mică adîncime există un strat din pămînt compact, suprafața de alunecare este de obicei tangentă la acest strat (fig. 10.6).

În cazul cînd suprafețele de alunecare sînt cilindrice, avînd ca directoare un cerc, metodele folosite pentru verificarea stabilității taluzelor se pot împărți în două mari categorii :

— metode care consideră echilibrul întregului masiv de pămînt supus alunecării ;

— metode care împart masivul într-o serie de elemente al căror echilibru se studiază independent.

În cele ce urmează se vor prezenta două din metodele care aparțin celei de a doua categorii : metoda tronsoanelor și metoda fîșiilor.

Metoda tronsoanelor prevede împărțirea masivului de pămînt supus alunecării în mai multe tronsoane, studiindu-se echilibrul întregului ansamblu, pe baza echilibrului fiecărui tronson.

Pentru taluzul AB alcătuit dintr-un pămînt cu unghiul de frecare interioară Φ și coeziunea specifică c, se consideră o suprafață cilindrică de alunecare arbitrar aleasă, a cărui cerc director are raza R_1 și centrul O_1 (fig. 10.7).

Prisma de pămînt ABC, de grosime unitară (în calcul se consideră 1 m liniar din taluz), se împarte în mai multe trosoane, analizîndu-se condițiile de echilibru ale fiecărui tronson separat, mergînd din aproape în aproape de la punctul C înspre A. Asupra primului tronson acționează forțele :

— greutatea G_1 în centrul de greutate al tronsonului ;

— forța de coeziune $C_1 = cl_{CD'}$ care se consideră tangentă la arcul CD' și paralelă cu coarda CD' ;

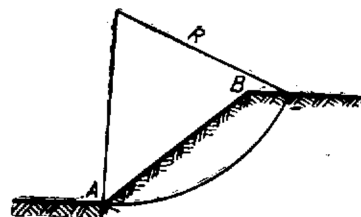


Fig. 10.5. Suprafața de alunecare la pămînturi cu $\Phi > 5°$.

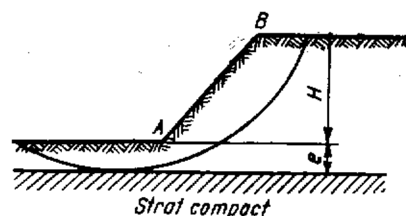


Fig. 10.6. Suprafața de alunecare la pămînturi cu $\Phi \leqslant 5°$.

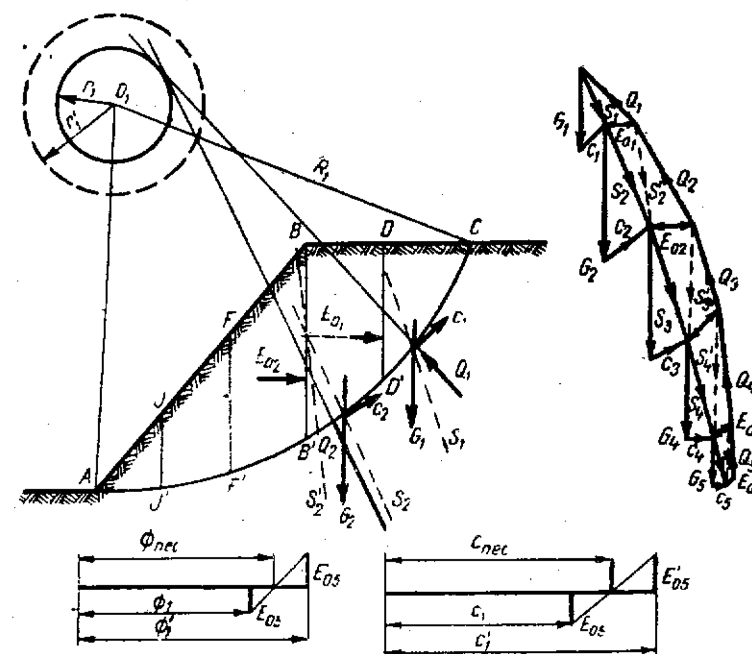


Fig. 10.7. Metoda tronsoanelor (soluție grafică).

— reacțiunea împingerii active E_{a1} de pe suprafața de separație DD', care acționează la o treime din înălțimea tronsonului față de punctul D' și este paralelă cu suprafața terenului aferentă tronsonului analizat ;

— reacțiunea terenului Q_1 de pe suprafața CD', a cărei direcție include cu normala la suprafața de alunecare unghiul Φ_1. Geometric, acest lucru înseamnă că suportul reacțiunii Q va fi tangent la un cerc de rază $r_1 = R_1 \sin \Phi_1$, concentric cu cercul director al suprafeței de alunecare arbitrar alese. Acest cerc poartă denumirea de *cercul de fricțiune*. Cu Φ_1 s-a notat unghiul de frecare interioară considerat în calcul, a cărui valoare pentru prima încercare se ia : $\Phi_1 = 2/3\ \Phi_{real}$; cu Φ_{real} notîndu-se unghiul de frecare interioară real al pămîntului din taluz.

Cu forțele menționate se construiește poligonul forțelor. Forțele G_1 și C_1 cunoscute ca mărime, direcție și punct de aplicație, dau ca rezultantă forța auxiliară S_1, care trece prin punctul lor de intersecție și pentru a realiza echilibrul tronsonului este concurentă cu forțele E_{a1} și Q_1. Direcția lui Q_1 se determină, ducînd-o prin punctul de intersecție al forțelor S_1 și E_{a1} și tangentă la cercul de rază r_1. Se completează apoi poligonul forțelor ducînd paralele la direcțiile lui E_{a1} și Q_1, rezultînd valoa-

rea lui E_{a1}. În continuare se examinează echilibrul celui de al doilea tronson. Asupra acestui tronson acţionează următoarele forţe :

— greutatea G_2 cunoscută ca mărime, direcţie şi punct de aplicaţie ;

— forţa de coeziune $C_2 = cl_{B'D'}$, tangentă la arcul $B'D'$ şi paralelă cu coarda $B'D'$;

— împingerea activă E_{a1} de pe suprafaţa DD', cunoscută de asemenea ca direcţie, punct de aplicaţie şi mărime (mărimea a rezultat prin echilibrarea primului tronson) ;

— reacţiunea împingerii active E_{a2} de pe suprafaţa BB', cunoscută ca direcţie şi punct de aplicaţie ;

— reacţiunea terenului Q_2 de pe suprafaţa $B'D'$ a cărei direcţie este tangentă la cercul de rază $r_1 = R_1 \sin \Phi_1$.

Continuînd poligonul forţelor, prin compunerea forţelor G_2 şi C_2 rezultă S_2, iar prin compunerea forţei S_2 cu E_{a1} rezultă S_2'. Rezultanta S_2, cu direcţia obţinută în poligon, se duce prin punctul de concurenţă al forţelor componente G_2 şi C_2 de pe tronsoane, iar S_2' prin punctul de concurenţă al rezultantei S_2 cu împingere E_{a1}. Prin aceste două compuneri succesive, numărul forţelor care acţionează asupra tronsonului al doilea s-au redus la trei : S_2, E_{a2} şi Q_2. Pentru realizarea echilibrului, aceste trei forţe trebuie să fie concurente. Punctul de concurenţă este dat de intersecţia rezultantei S_2' cu E_{a2}, a căror poziţie şi direcţie sînt bine precizate pe tronson. Ducînd pe Q_2 prin acest punct şi totodată tangentă la cercul de rază $r_1 = R_1$ cînd Φ_1, rezultă direcţia acestei forţe. Revenind în poligonul forţelor, şi ducînd prin capetele vectorului S_2' paralele la direcţiile forţelor E_{a2} şi Q_1 precizate pe tronson (adică făcînd echilibru între S_2', E_{a2} şi Q_2), rezultă mărimea împingerii E_{a2}.

În mod identic se analizează echilibrul tronsoanelor următoare. După echilibrarea ultimului tronson (în cazul de faţă al cincilea), dacă întreaga prismă de pămînt ABC s-ar găsi în stare de echilibru limită, ar trebui ca poligonul forţelor obţinut să se închidă.

Această închidere ar însemna ca cele trei forţe care acţionează asupra ultimului tronson, adică : S_5 (rezultanta dintre G_5 şi C_5), E_{a4} şi Q_5 să formeze un triunghi. În punctul A nu poate să apară o împingere, deci ar trebui ca $E_{a5} = 0$, adică Q_5 să se echilibreze numai cu S_5' (rezultanta dintre S_5 şi E_{a4}). Neîndeplinirea acestei condiţii se datoreşte faptului că valoarea unghiului de frecare Φ_1 considerat în calcul, nu este cea corespunzătoare situaţiei de echilibru limită a prismei ABC. În cazul de faţă s-a considerat o valoare Φ_1 prea mică, ca atare se va lua o nouă valoare de calcul pentru unghiul de frecare interioară $\Phi_1' > \Phi_1$, trasînd un nou cerc de fricţiune cu raza $r' = R_1 \sin \Phi_1'$. Repetînd construcţia grafică a poligonului forţelor, să presupunem că şi-n acest caz poligonul nu se va închide, adică va rezulta în punctul A o valoare a împingerii $E_{a5}' \neq 0$.

Acest lucru înseamnă că nici pe lingă valoarea Φ_1' a unghiului de frecare interioară prisma de pămînt ABC, nu se găseşte în stare de echilibru limită.

Considerînd că E_{a5} şi E_{a5}' au sensuri contrarii, printr-o simplă interpolare grafică (fig. 10.7) se determină valoarea necesară a unghiului de frecare interioară $\Phi_{1\,nec}$, pentru care poligonul forţelor se închide ($E_{a5} = 0$), respectiv prisma ABC se găseşte la limita echilibrului (dacă E_{a5} şi E_{a5}' au acelaşi sens se face o extrapolare).

Coeficientul de siguranţă la alunecare va fi :

$$\eta_1 = \frac{\Phi_{real}}{\Phi_{1\,nec}}. \tag{10.9}$$

Valoarea admisibilă a coeficientului de siguranţă la alunecare se recomandă a se lua : $\eta_{adm} = 1{,}5$.

Dacă $\eta_1 \geqslant \eta_{adm}$, înseamnă că după suprafaţa de alunecare considerată taluzul nu îşi pierde stabilitatea, însă cum alegerea ei a fost arbitrară, pot să existe alte suprafeţe de alunecare după care taluzul să-şi piardă stabilitatea. Datorită acestui fapt se vor considera şi alte suprafeţe de alunecare, pentru fiecare determinîndu-se valoarea coeficientului de siguranţă (η_1 ; η_2 ; η_3 . . . etc.). În felul acesta se poate stabili o valoare minimă a coeficientului de siguranţă η_{min}. Dacă $\eta_{min} \geqslant \eta_{adm}$, atunci se poate afirma că taluzul analizat are stabilitatea asigurată.

Pentru taluzurile unor terasamente alcătuite din pămînturi necoezive ($c = 0$), principiul metodei grafice de verificare a stabilităţii este acelaşi, cu singura deosebire că asupra tronsoanelor nu mai acţionează forţa de coeziune C.

Pentru pămînturi coezive care au un unghi de frecare interioară mic, se recomandă stabilirea coeficientului de siguranţă cu ajutorul coeziunii. Considerînd două valori de calcul pentru coeziune (c_1 şi c_1') şi menţinînd constant unghiul de frecare interioară Φ, se fac două încercări, iar prin interpolare grafică (fig. 10.7) se obţine c_{nec}, pentru care prisma de pămînt se găseşte în stare de echilibru limită (după suprafaţa de alunecare aleasă). Coeficientul de siguranţă la alunecare referitor la coeziune va fi :

$$\eta = \frac{c_{real}}{c_{nec}}. \tag{10.10}$$

Această metodă grafică necesită un volum de muncă foarte mare ; din această cauză s-a recurs la o serie de simplificări care influenţează totuşi puţin rezultatele practice. Astfel, prisma de pămînt ABC (fig. 10.8) se împarte într-un număr de fişii înguste (lăţime maximă de 1 m) şi se admite ipoteza că împingerile care acţionează pe feţele laterale ale unei fişii se anulează reciproc fiind egale şi de sens contrar.

În literatura de specialitate metoda bazată pe această ipoteză se găseşte sub denumirea de *metoda fişiilor*.

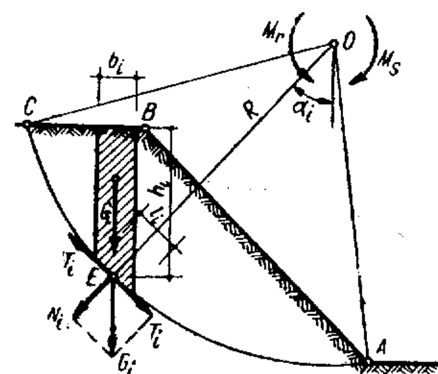


Fig. 10.8. Metoda fîşiilor.

Lăţimile fîşiilor pot fi diferite, alegîndu-se în aşa fel încît să se simplifice calculul. În cazul cînd pămîntul amenajat în taluz nu este omogen, ci este alcătuit din strate diferite, lăţimile fîşiilor trebuie astfel alese, încît lungimea arcului de bază al fiecărei fîşii să fie cuprins într-un singur strat.

Pentru fiecare fîşie se determină greutatea G_i, care se consideră că acţionează în punctul de intersecţie al verticalei centrului de greutate al fîşiei, cu suprafaţa de alunecare.

De asemenea, se măsoară unghiul faţă de verticală α_i al dreptei care uneşte centrul cercului director O al suprafeţei de alunecare, cu punctul de aplicaţie al greutăţii G_i.

Considerînd o fîşie oarecare i de lungime unitară, lăţime b_i şi înălţime medie h_i, greutatea sa va fi :

$$G_i = b_i h_i \gamma_{ai}, \tag{10.11}$$

unde γ_{ai} este greutatea specifică aparentă a pămîntului din fîşia i.

Descompunînd greutatea G_i după normala şi tangenta în punctul E a arcului corespunzător fîşiei i, se obţine :

$$N_i = G_i \cos \alpha_i, \tag{10.12}$$

$$T_i = G_i \sin \alpha_i. \tag{10.13}$$

Componenta tangenţială T_i constituie forţa activă care tinde să producă alunecarea fîşiei. Forţa pasivă care se opune acestei tendinţe de alunecare este compusă din frecarea dată de componenta normală N_i şi forţa de coeziune corespunzătoare arcului de cerc aferent fîşiei respective, avînd valoarea :

$$T'_i = N_i \operatorname{tg} \Phi + c l_i = G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \Phi + c l_i. \tag{10.14}$$

Coeficientul de siguranţă, corespunzător suprafeţei de alunecare considerate, este dat de raportul dintre momentul forţelor care se opun alunecării M_{st} şi momentul forţelor care tind să producă alunecarea M_r, ambele luate faţă de centrul cercului director O al suprafeţei de alunecare.

Luînd în considerare toate fîşiile, valorile acestor momente sînt date de relaţiile :

$$M_{st} = \sum_1^n (N_i \operatorname{tg} \Phi + c l_i) R = \sum_1^n (G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \Phi + c l_i) R, \tag{10.15}$$

$$M_r = \sum_1^n T_i R = \sum_1^n G_i \sin \alpha_i R. \tag{10.16}$$

Expresia coeficientului de siguranţă la alunecare va fi :

$$\eta = \frac{M_{st}}{M_r} = \frac{R \sum_1^n (N_i \operatorname{tg} \Phi + c l_i)}{R \sum_1^n T_i} = \frac{\sum_1^n (G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \Phi + c l_i)}{\sum_1^n G_i \sin \alpha_i}. \tag{10.17}$$

Se calculează valorile coeficientului de siguranţă pentru mai multe suprafeţe de alunecare considerate, determinînd valoarea minimă a acestuia, care pentru a avea asigurată stabilitatea, trebuie să satisfacă condiţia : $\eta_{min} \geqslant \eta_{adm}$.

În cazul existenţei unei stratificaţii constituită din pămînturi diferite, se poate ţine seama de această situaţie atît la stabilirea greutăţilor fîşiilor, prin considerarea greutăţilor specifice aparente ale diferitelor feluri de pămînturi, cît şi la determinarea forţelor pasive, prin adoptarea caracteristicilor mecanice Φ şi c proprii pămîntului în care se găseşte fiecare element de arc al suprafeţei de alunecare.

De asemenea, se poate ţine seama de prezenţa apei subterane, considerînd greutatea pămîntului de sub nivelul apei redusă prin subpresiune.

La toate metodele prezentate, pentru a obţine suprafaţa de alunecare cea mai periculoasă, care dă valoarea cea mai mică a coeficientului de siguranţă, este necesar să se facă mai multe încercări. Pe bază de experienţă s-au stabilit diferite procedee prin care se poate reduce numărul încercărilor, restrîngînd domeniul în care se iau centrele cercurilor directoare ale suprafeţelor de alunecare.

Problema este mai simplă atunci cînd pămîntul are practic numai coeziune, adică unghiul de frecare interioară este foarte mic ($\Phi = 0$). În acest caz, centrul cercului director al suprafeţei de alunecare poate fi stabilit prin intersecţia a două drepte (fig. 10.9) ale căror unghiuri

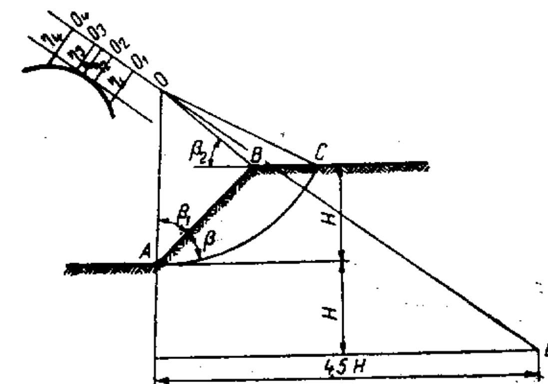


Fig. 10.9. Stabilirea centrului cercului director al suprafeţei de alunecare pentru $\Phi = 0$ şi a dreptei centrelor pentru $\Phi > 0$.

de înclinare față de linia taluzului β_1, respectiv față de orizontală β_2, se pot lua din tabela 10.1.

Tabela 10.1

Valorile unghiurilor β_1 și β_2.

tg β	1,75 : 1	1 : 1	1 : 1,5	1 : 2	1 : 3	1 : 5
β	60°	45°	33°41′	26°34′	18°25′	11°19′
β_1	29°	28°	26°	25°	25°	25°
β_2	40°	37°	35°	35°	35°	37°

Tot printr-un mare număr de încercări s-a stabilit că, atunci cînd pămîntul are și rezistență de frecare ($\Phi > 0$), centrul cercului director al suprafeței de alunecare AC se deplasează în sus și lateral față de taluz, după o linie curbă, cu o curbură foarte mică, care se poate înlocui, pentru simplificare, cu dreapta ce trece prin punctele O și D (fig. 10.9). Punctul D se stabilește conform figurii 10.9. În felul acesta s-a determinat o dreaptă pe care se pot lua centrele cercurilor directoare ale suprafețelor de alunecare pentru încercările care se fac.

În cazul cînd $\Phi \leqslant 5°$ și există la o mică adîncime sub piciorul taluzului un strat mai consolidat, centrul cercului director al celei mai periculoase suprafețe de alunecare se află decalat cu $R \sin \Phi$ față de verticala care trece prin mijlocul taluzului AB (fig. 10.10).

Cu ajutorul a trei, patru încercări se poate desena curba după care variază valoarea coeficientului de siguranță ; ducînd o tangentă la curbă paralelă la dreapta OD în primul caz (fig. 10.9), și verticală în al doilea caz (fig. 10.10), se găsește valoarea minimă a coeficientului de siguranță.

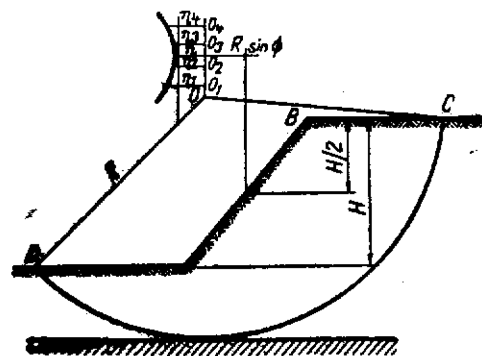


Fig. 10.10. Stabilirea centrului cercului director al suprafeței de alunecare pentru $\Phi < 5°$.

10.1.3. STABILIREA PANTEI TALUZULUI CU AJUTORUL TABELELOR ȘI AL GRAFICELOR

Chiar cu simplificările arătate, metodele grafo-analitice necesită un volum mare de muncă, datorită faptului că trebuie analizate mai multe suprafețe de alunecare alese arbitrar. Din această cauză, s-au

introdus tabele și grafice cu ajutorul cărora se poate stabili, mult mai repede, panta necesară a unui taluz în condiții de stabilitate asigurată.

Coeficientul de siguranță se exprimă prin relația :

$$\eta = A \operatorname{tg} \Phi + B \frac{c}{\gamma_a H}, \qquad (10.18)$$

unde A și B sînt coeficienți care depind de panta taluzului, precum și de adîncimea pînă la stratul compact e, în cazul pămînturilor cu un unghi de frecare interioară redus. În tabela 10.2 sînt date valorile coeficienților A și B, calculate pentru diferite ipoteze.

Tabela 10.2

Valorile coeficienților A și B.

Panta taluzului	Suprafața de alunecare trece prin piciorul taluzului		Suprafața de lunecare trece pe sub piciorul taluzului și are cota orizontală la:							
			$e=\frac{1}{4}H$		$e=\frac{1}{2}H$		$e=H$		$e=1\frac{1}{2}H$	
	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
1 : 1	2,34	5,79	2,56	6,10	3,17	5,92	4,32	5,80	5,78	5,75
1 : 1,25	2,64	6,05	2,66	6,32	3,24	6,02	4,43	5,86	5,86	5,80
1 : 1,50	2,64	6,50	2,80	6,53	3,32	6,13	4,54	5,93	5,94	5,85
1 : 1,75	2,87	6,58	2,93	6,72	3,41	6,26	4,66	6,00	6,02	5,90
1 : 2	3,23	6,70	3,10	6,87	3,53	6,40	4,78	6,08	6,10	5,95
1 : 2,25	3,39	7,27	3,26	7,23	3,66	6,56	4,90	6,16	6,18	5,98
1 : 2,50	3,53	7,30	3,46	7,62	3,82	6,74	5,03	6,26	6,26	6,02
1 : 2,75	3,59	8,02	3,68	8,00	4,02	6,95	5,17	6,36	6,34	6,05
1 : 3	3,59	8,81	8,93	8,40	4,24	7,20	5,31	6,47	6,44	6,09

Pentru a avea siguranță suficientă, se indică ca în calcul să se introducă caracteristicile pămînturilor (Φ și c) corespunzătoare unei umidități ridicate a pămîntului. Valoarea admisă a coeficientului de siguranță, în cazul aplicării tabelelor, se indică a fi :

$$\eta_{adm} = 1{,}5 - 2{,}0.$$

O posibilitate și mai rapidă de a stabili panta necesară unui taluz, în condiții de stabilitate asigurată, o constituie folosirea graficelor. În figura 10.11 se prezintă un asemenea grafic, care poate fi folosit în cazul pămînturilor coezive cu unghiul de frecare interioară, cuprins între 0° și 35°.

Graficul din figura 10.11 se utilizează în modul următor : se calculează cu ajutorul greutății specifice aparente, al coeziunii și înălțimii taluzului expresia $N = \frac{\gamma_a H}{c}$, punctul de intersecție al orizontalei, corespunzătoare

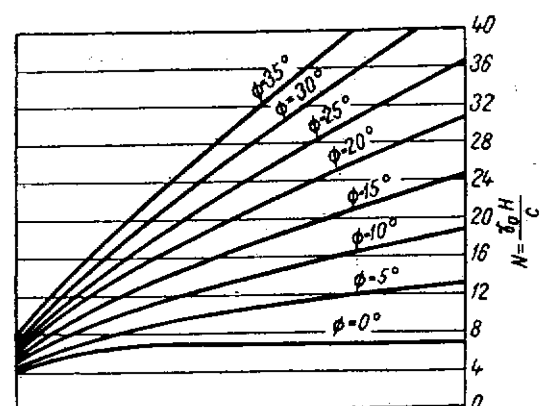


Fig. 10.11. Grafic pentru stabilirea pantei taluzului.

acestei valori, cu linia Φ, unit cu punctul de origine al diagramei dă panta taluzului.

Pentru a avea siguranța cerută, trebuie să se ia în considerare un coeficient de siguranță ; în acest scop se folosesc în calcule, în loc de caracteristicile c și $\operatorname{tg}\Phi$, valorile :

$$c' = \frac{c}{\eta} \quad \text{și} \quad (\operatorname{tg}\Phi)' = \frac{\operatorname{tg}\Phi}{\eta}. \qquad (10.19)$$

10.1.4. ACȚIUNEA APEI ASUPRA STABILITĂȚII TALUZURILOR

Apa își exercită influența asupra terasamentelor amenajate în taluz, atît prin schimbarea în timp a unor caracteristici fizice și mecanice ale pămîntului, cît și prin acțiunea sa hidrodinamică.

Variația umidității pămîntului din corpul terasamentului produce creșterea sau micșorarea greutății specifice aparente și prin aceasta modificarea forțelor active care pot provoca alunecarea masivului de pămînt.

Astfel prin îmbibarea pămîntului cu apa de suprafață rezultată din precipitații abundente și îndelungate, greutatea specifică aparentă crește, crescînd evident și greutatea stratelor de pămînt din corpul terasamentului. Creșterea greutății pămîntului se poate datora și unei coborîri a nivelului apelor subterane, prin care dispare efectul de subpresiune al apei.

De asemenea, în cazul pămînturilor argiloase, prin mărirea umidității se produce o scădere a coeziunii și a unghiului de frecare interioară, adică a rezistenței lor de forfecare. La fel înghețul și dezghețul repetat, produc afînarea pămîntului și scăderea coeziunii. Toate acestea fac ca forțele pasive, care se opun alunecării să fie mai mici, respectiv stabilitatea taluzului să se reducă.

Efectul hidrodinamic al unui curent de apă. Curgerea apei prin pămîntul din corpul unui terasament taluzat exercită asupra scheletului solid al pămîntului o forță de antrenare hidrodinamică. Forța de antrenare hidrodinamică (forța de filtrație) pe unitate de volum de schelet solid are valoarea :

$$j = \gamma_w i, \qquad (10.20)$$

în care :

γ_w este greutatea specifică a apei ;

i — gradientul hidraulic.

Influența antrenării hidrodinamice asupra stabilității unui taluz de nisip, a cărui unghi de înclinare cu orizontala este $\beta = \Phi$, se poate urmări în figura 10.12.

Înainte de acțiunea hidrodinamică, linia taluzului stabil la limită AB, făcea cu greutatea G a volumului de pămînt unghiul $90°—\Phi$.

Forța de antrenare J, dirijată după tangenta la linie de curent (considerată paralelă cu nivelul liber al apei ce se scurge spre taluz), se compune cu greutatea G, obținîndu-se rezultanta R. Pentru ca echilibrul taluzului să fie asigurat, rezultanta R trebuie să facă cu linia taluzului tot un unghi egal cu $90°—\Phi$. Acest lucru înseamnă ca linia taluzului să se suprapună peste dreapta A_1B_1, adică să facă cu orizontala un unghi de înclinare $\beta < \Phi$ (fig. 10.12, b).

Pentru simplificarea calculelor se admite că direcția curentului de apă, adică direcția forței de antrenare hidrodinamică, coincide cu direcția taluzului. În acest caz, gradientul hidraulic este :

$$i = \sin\beta. \qquad (10.21)$$

Considerînd pe taluz un volum V de pămînt, care tinde să alunece, greutatea acestuia este :

$$G = \gamma' V, \qquad (10.22)$$

unde γ' este greutatea specifică aparentă a pămîntului aflat sub apă. Descompunînd greutatea G în componentele T și N, se obțin forțele :

$$T = G\sin\beta = \gamma' V \sin\beta ;$$

$$N = G\cos\beta = \gamma' V \cos\beta.$$

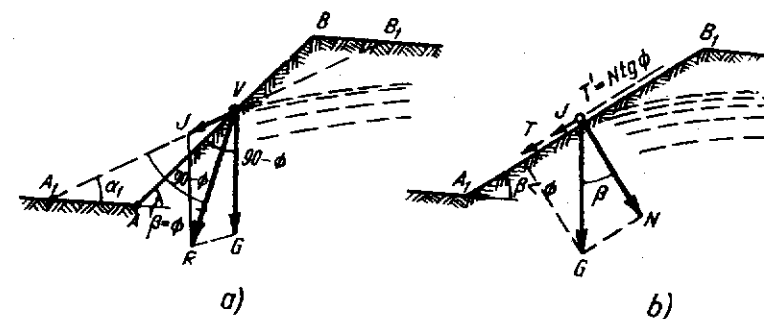


Fig. 10.12. Influența acțiunii hidrodinamice asupra unui taluz din nisip : a — înaintea acțiunii hidrodinamice; b — după acțiunea hidrodinamică.

Forța de antrenare hidrodinamică are valoarea :

$$J = jV = \gamma_w iV = \gamma_w V \sin\beta. \tag{10.23}$$

Forțelor T și J, care tind să producă alunecarea, li se opune forța de frecare T', care la limită are valoarea :

$$T' = N \operatorname{tg}\Phi = \gamma' V \cos\beta \operatorname{tg}\Phi. \tag{10.24}$$

Echilibrul limită este asigurat prin condiția :

$$T + J = T'. \tag{10.25}$$

Înlocuind în condiția (10.25) expresiile forțelor T, J și T', rezultă :

$$\gamma' V \sin\beta + \gamma_w V \sin\beta = \gamma' V \cos\beta \operatorname{tg}\Phi,$$

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w} \operatorname{tg}\Phi. \tag{10.26}$$

Pentru un nisip cu porozitatea $n = 33\%$ și greutatea specifică $\gamma_s = 2{,}65$, greutatea specifică aparentă submersată are valoarea :

$$\gamma' = (1-n)(\gamma_s - \gamma_w) = (1-0{,}33)(2{,}65-1) \simeq 1{,}00;$$

Considerînd și pentru greutatea specifică a apei valoarea $\gamma_w = 1$, rezultă :

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{1}{2} \operatorname{tg}\Phi, \tag{10.27}$$

adică, în cazul acțiunii unui curent de apă în lungul unui taluz de nisip, pentru a avea asigurat echilibrul limită, panta taluzului trebuie să fie redusă la aproximativ jumătate din aceea corespunzătoare cazului cînd nu există acțiunea curentului.

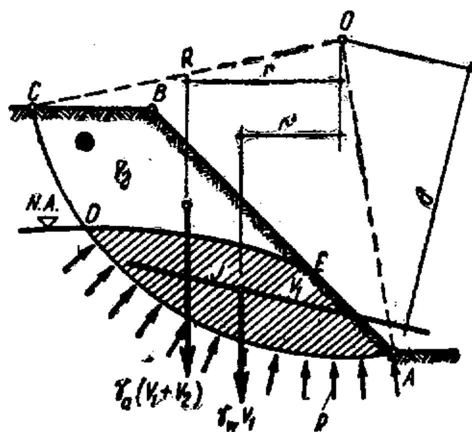


Fig. 10.13. Acțiunea filtrării apei prin taluz.

Verificarea stabilității unui taluz oarecare, supus acțiunii unui curent de filtrație se poate face cu ajutorul metodei fișiilor, considerînd însă în calcul și forța de antrenare hidrodinamică a curentului J.

În figura 10.13 se prezintă un taluz AB străbătut de un curent de apă a cărei suprafață liberă este marcată prin linia DE.

Volumul prismei de pămînt ABC, delimitată prin considerarea suprafeței de alunecare AC, este

împărțit de suprafața apei DE în volumul V_1 situat sub apă și volumul V_2 situat deasupra apei. Asupra apei în mișcare prin porii pămîntului cuprins în volumul V_1 acționează următoarele forțe :

— greutatea apei din pori, și forța inversă a subpresiunii a căror rezultantă este $\gamma_w V_1$;

— presiunea în apă de-a lungul suprafeței de alunecare considerată p ;

— rezistența opusă de scheletul solid al pămîntului, la scurgerea apei din pori ($J = \gamma_w i V_1$), dirijată invers direcției de deplasare a apei prin porii pămîntului și acționînd în centrul de greutate al volumului V_1.

Făcînd momentul acestor forțe în raport cu centrul cercului director al suprafeței de alunecare O, se obține :

$$Jd = \gamma_w V_1 r'. \tag{10.28}$$

Din relația (10.28) rezultă valoarea forței de antrenare J, respectiv momentul acestei forțe față de centrul cercului director al suprafeței de alunecare, fără a fi necesară cunoașterea gradientului hidraulic i. Ținînd seama de acest lucru, prin aplicarea metodei fișiilor, coeficientul de siguranță privind stabilitatea unui taluz, la care intervine și efectul hidrodinamic al curentului de apă, se poate calcula cu relația.

$$\eta = \frac{M_s}{M_r} = \frac{\sum (N_w \operatorname{tg}\Phi + cl) R}{\gamma_a (V_1 + V_2) r - \gamma_w V_1 r' + Jd} = \frac{\sum (N_w \operatorname{tg}\Phi + cl) R}{\gamma_a (V_1 + V_2) r}, \tag{10.29}$$

unde :

N_w reprezintă componentele normale, pe suprafața de alunecare, ale greutăților fișiilor cu luare în considerare a efectului subpresiunii pentru porțiunile de sub nivelul apei ;

γ_a — greutatea specifică aparentă a pămîntului de deasupra apei.

În concluzie, se poate menționa că valoarea coeficientului de siguranță al stabilității taluzului în cazul cînd intervine efectul unui curent de filtrație, se determină la fel ca și în cazul cînd acest efect lipsește, cu următoarele observații :

a) Momentul de răsturnare M_r se calculează ținînd seama de greutatea integrală a prismei de pămînt supus alunecării ABC, fără a ține seama de efectul de subpresiune a apei.

b) Momentul de stabilitate M_s se calculează luînd în considerare la determinarea greutății prismei de pămînt care alunecă și efectul de subpresiune a apei.

Efectul unei scăderi bruște a nivelului apei în exteriorul taluzului. Uneori nivelul apei reținută de un terasament taluzat poate să varieze brusc datorită unor procese de exploatare sau accidente. Această situație poate interveni în cazul unor construcții cu specific hidrotehnic sau hidro-

ameliorativ, cum ar fi : baraje de pămînt, diguri, canale. În astfel de situații, nivelul apei din corpul terasamentului taluzat tinde să urmărească nivelul apei din exterior. La terasamente alcătuite din pămînturi cu particule fine, din cauza permeabilității reduse, în primul moment, cînd nivelul apei din exterior a scăzut, nivelul apei din corpul terasamentului poate fi considerat ca neschimbat.

Aceasta înseamnă că și presiunea apei din porii pămîntului se păstrează aceeași ca și înainte de scăderea nivelului apei din exterior.

Presiunea apei în pori rămînind neschimbată, înseamnă că nu se schimbă eforturile unitare efective σ', ceea ce face ca rezistența la forfecare τ a pămîntului să rămînă, de asemenea, neschimbată, avînd aceeași valoare ca și înainte de scăderea nivelului apei din exterior :

$$\tau=\sigma' \operatorname{tg} \Phi+c. \tag{10.30}$$

Cînd nivelul apei din exterior scade, pe înălțimea taluzului corespunzătoare acestei scăderi, dispare efectul subpresiunii, ceea ce se manifestă printr-o creștere aparentă a greutății pămîntului, adică o creștere a forței active care solicită taluzul. Cum rezistența efectivă de forfecare a pămîntului din taluz rămîne constantă, iar tendința de alunecare este dată de o forță activă mai mare, corespunzătoare greutății prismei de pămînt saturat, înseamnă că stabilitatea taluzului s-a redus.

Pentru a putea ține seama de efectul scăderii brusțe a nivelului apei, verificarea stabilității taluzelor, în astfel de situații, se face folosind în calcule unghiul fictiv de frecare interioară Φ'.

În cazul cînd taluzul se găsește complet sub apă și scăderea nivelului apei corespunde întregii înălțimi a taluzului, valoarea unghiului fictiv de frecare interioară poate fi determinată aproximativ cu relația :

$$\operatorname{tg} \Phi'=\frac{1}{2} \operatorname{tg} \Phi. \tag{10.31}$$

Dacă taluzul nu este complet sub apă (fig. 10.14), iar scăderea nivelului apei din exterior este parțială, se poate considera aproximativ că :

$$\operatorname{tg} \Phi'=k_1 \operatorname{tg} \Phi, \tag{10.32}$$

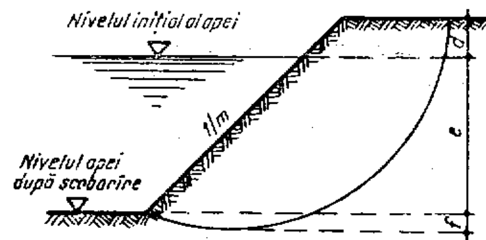


Fig. 10.14. Efectul scăderii nivelului apei din exteriorul taluzului.

unde k_1 este un coeficient a cărui valoare se poate calcula în funcție de mărimile d, e și f (fig. 10.14), cu relația :

$$k_1=\frac{d+\frac{e}{2}+\frac{f}{2}}{d+e+\frac{f}{2}}. \tag{10.33}$$

10.2. COMPACTAREA TERASAMENTELOR

10.2.1. GENERALITĂȚI

Ca material de construcție, pămîntul servește la executarea terasamentelor de drumuri sau căi ferate, a digurilor sau barajelor de pămînt și eventual a unor platforme pe care se așază diverse construcții. În astfel de situații, pămîntul din corpul terasamentelor trebuie să îndeplinească următoarele condiții :

— să aibă o rezistență suficientă pentru a putea suporta în condiții de bună stabilitate greutatea sa proprie și eventual a unei construcții așezate pe terasamentul respectiv ;

— tasarea pămîntului trebuie să fie suficient de mică pentru a nu afecta buna exploatare în cazul căilor ferate, drumurilor, digurilor sau canalelor ;

— să nu manifeste umflări și contracții excesive la schimbări de umiditate ;

— în cazul digurilor, barajelor sau canalelor, permeabilitatea terasamentului trebuie să fie foarte redusă, pentru a putea reține apa.

Rezistența, stabilitatea și permeabilitatea unui terasament depind în mare măsură de proprietățile pămîntului din corpul său, care la rîndul lor sînt în funcție de lucrările de compactare efectuate asupra terasamentului respectiv.

Prin lucrările de compactare a terasamentelor se înțeleg operații manuale sau mecanice, prin care terasamentele se aduc din starea afînată corespunzătoare perioadei de execuție, în starea îndesată. Micșorarea porozității, respectiv ridicarea gradului de îndesare prin compactare, se datorește micșorării golurilor dintre granule.

De calitatea acestor compactări depinde în cea mai mare parte stabilitatea terasamentelor, precum și capacitatea lor portantă, adică mărimea sarcinilor pe care le pot suporta terasamentele, astfel ca deformațiile produse să nu depășească pe cele admise.

Gradul de compactare al terasamentelor depinde de natura pămîntului din care este executat terasamentul, de umiditatea lui, precum și de mijloacele cu care se execută compactarea.

Un factor de bază de care depinde calitatea compactării terasamentelor îl constituie umiditatea optimă de compactare, care este în funcţie de compoziţia granulometrică şi mineralogică a pămîntului utilizat.

Prin *umiditate optimă de compactare* w_{opt} a unui pămînt, se înţelege umiditatea pentru care se obţine gradul de îndesare maxim, sub efectul unui lucru mecanic constant de compactare. Determinarea umidităţii optime de compactare se face în laborator prin metoda Proctor (STAS 7594-66). Pămîntul de analizat se amestecă pe rînd cu diverse cantităţi de apă, omogenizîndu-se şi determinîndu-se umidităţile w_1, w_2, w_3, ... De fiecare dată, adică pentru fiecare umiditate, proba se supune compactării sub efectul unui lucru mecanic constant, determinîndu-se greutăţile specifice aparente γ_{a_1}, γ_{a_2}, . . . etc.

În funcţie de umidităţile w_1, w_2, w_3 . . ., şi greutăţile specifice aparente corespunzătoare obţinute după compactare, se determină greutăţile specifice aparente în stare uscată, aplicînd relaţia :

$$\gamma_{d_i}=\frac{\gamma_{a_i}}{1+w_i}. \qquad (10.34)$$

Cu ajutorul mărimilor γ_{d_i} şi w_i se trasează curba de variaţie :

$$\gamma_{d_i}=f(w_i),$$

obţinută pentru un lucru mecanic constant de compactare (fig. 10.15).

Valoarea umidităţii corespunzătoare greutăţii specifice aparente în stare uscată maximă $\gamma_{d_{max}}$, reprezintă umiditatea optimă de compactare w_{opt} a pămîntului analizat.

Determinarea umidităţii optime de compactare este necesară pentru a se compara cu umiditatea pămîntului ce urmează a se compacta, respectiv pentru luarea unor măsuri de aducere a acestui pămînt la o umiditate apropiată de umiditatea optimă de compactare. De asemenea, cunoaşterea umidităţii optime de compactare este necesară şi pentru alegerea celui mai potrivit utilaj de compactare.

Greutatea specifică aparentă maximă în stare uscată, obţinută în laborator prin compactare la umiditatea optimă, este necesară pentru a o compara cu greutatea specifică aparentă în stare uscată obţinută pe şantier prin compactare cu un utilaj oarecare. Făcînd această comparaţie se poate vedea ce grad de compactare s-a obţinut pentru terasamentul executat.

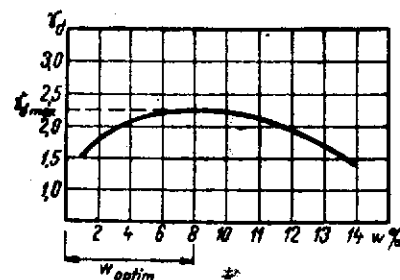


Fig. 10.15. Determinarea umidităţii optime de compactare.

În procesul de execuţie al terasamentelor, materialul de construcţie folosit (pămîntul) se aşterne în straturi elementare de grosime uniformă, compactîndu-se fiecare strat în parte pe toată suprafaţa sa. Indiferent de natura utilajului folosit, compactarea fiecărui strat se va executa începînd de la marginea terasamentului înspre mijloc, evitînd astfel deplasarea maselor de pămînt înspre exterior.

În vederea unei bune compactări şi a părţilor marginale ale terasamentelor, se recomandă ca secţiunile lor transversale să fie executate la început cu lăţime mai mare decît cea prevăzută în proiect. La ramblee, revenirea la dimensiunile secţiunii proiectate se face după compactare, prin tăierea surplusului de pămînt conform pantei taluzului prevăzută în proiect. Acest surplus de pămînt se va folosi în profilul vecin, sau chiar în acelaşi profil pentru îndulcirea pantei taluzului la baza terasamentului.

Alegerea utilajului şi a metodei de compactare se face în funcţie de următorii factori :

— natura terenului şi caracteristicile lui fizice şi mecanice ;
— volumul terasamentelor ;
— modul de executare al umpluturilor.

Dintre factorii menţionaţi, natura terenului de compactat şi caracteristicile fizice şi mecanice ale acestuia, au caracter hotărîtor şi decisiv în alegerea utilajului şi a metodei de compactare.

10.2.2. METODE DE COMPACTARE A TERASAMENTELOR

În funcţie de mijloacele folosite, metodele uzuale de compactare a terasamentelor sînt următoarele :

— compactarea prin batere ;
— compactarea cu ajutorul vehiculelor de transport ;
— compactarea prin cilindrare ;
— compactarea prin vibrare ;
— compactarea prin cilindrare combinată cu batere şi vibrare.

Compactarea prin batere. Compactarea prin batere se poate face cu ajutorul unor maiuri manuale sau mecanice, sau cu ajutorul unor plăci grele acţionate de dragline sau excavatoare. Maiurile manuale sînt din lemn, avînd la partea inferioară (cu care se bate) montată o placă metalică. Greutatea cea mai potrivită a acestor maiuri este de 25—35 daN.

Maiurile manuale se folosesc rar şi-n general pentru suprafeţe şi volume de terasamente reduse.

Maiurile mecanice, care se folosesc actualmente pe scară mai largă, sînt utilaje care execută automat salturi la înălţimi de 0,3—0,5 m, cu o frecvenţă de 50—60 salturi pe minut, denumite şi maiuri broască.

Printr-o împingere exercitată manual de către cel care le manevrează, aceste maiuri se pot deplasa orizontal cu 0,15 m la fiecare săritură pe care o fac. Maiurile mecanice au o greutate de 500—1 000 daN și un diametru de 0,6—0,8 m.

Pentru compactarea unor volume mai mici de terasamente, se pot folosi maiuri pneumatice, care au o productivitate de circa 50 m^3 pe oră. Cu acest tip de maiuri se pot compacta strate cu grosimi de 20—30 cm.

Compactarea prin batere cu ajutorul plăcilor grele, a căror greutate este de 10—30 kN și suprafața de 0,6—0,8 m, se face prin ridicarea acestora cu ajutorul draglinei sau excavatorului la înălțime de 1,5—2 m și lăsare să cadă liber pe terenul de compactat. Frecvența de batere este 12—16 lovituri pe minut. Fiecare lovitură se suprapune peste locul loviturii precedente, pe o distanță de 2/3 din lățimea plăcii.

Înălțimea de ridicare și numărul de lovituri pe metru pătrat se stabilesc în funcție de natura pămîntului și grosimea stratului, apreciindu-se un lucru mecanic necesar de compactare de 200—300 kNm/m^3. Acest procedeu prezintă avantajul că nu necesită un front larg de lucru și nici depozitarea pămîntului în strate subțiri.

Compactarea cu ajutorul plăcilor grele se întrebuințează în special la terasamente înalte, pe suprafețe mici și acolo unde se găsesc deja la fața locului dragline sau excavatoare.

Compactarea terasamentelor cu vehicule care transportă pămîntul. În această categorie intră autovehiculele, tractoarele cu remorci, screperele, buldozerele, grederele și vagonetele.

Această metodă este bună și ieftină, cu condiția ca organizarea lucrărilor să fie astfel făcută, încît să se execute o cît mai bună compactare a terasamentelor, în același timp cu transportul pămîntului, care nu trebuie să sufere nici o perturbare din această cauză.

Pămîntul se întinde în rambleu în straturi subțiri pentru ca circulația vehiculelor să nu fie îngreunată prea mult, iar pe de altă parte ca pămîntul să poată fi ușor compactat.

Pentru a se obține o compactare cît mai uniformă este nevoie ca transporturile să fie dirijate în așa fel, ca să se facă pe toată suprafața rambleului.

În general, procedeul de compactare cu ajutorul vehiculelor va trebui completat și cu alte procedee, ca de exemplu baterea cu maiul, cilindrarea etc., pentru a se compacta și locurile unde nu s-a reușit să se compacteze suficient prin circulația vehiculelor. Pentru reducerea costului lucrărilor de compactare a terasamentelor, utilizarea vehiculelor de transport și ca mijloace de compactare este absolut necesară.

Compactarea prin cilindrare. Pentru compactarea prin cilindrare se folosesc cilindri compresori care pot fi : cilindri compresori cu suprafața lisă, rulouri pe pneuri, cilindrii compresori picior de oaie (cu proeminențe).

Efectul de compactare se obține prin trecerea repetată a acestor utilaje pe suprafața supusă compactării, extinzîndu-se în adîncime pe grosimi relativ reduse (15—20 cm pentru nisipuri și 25—30 cm pentru pămînturile argiloase).

Caracteristic pentru eficacitatea cilindrilor compresori este presiunea pe unitatea de lungime a rulourilor care variază între 50 daN/cm—120 daN/cm.

Cilindrii compresori cu suprafața lisă dau rezultate mai bune la compactarea nisipurilor și balasturilor, adică la pămînturi alcătuite din fragmente mai mari.

Utilizarea rulourilor pe pneuri este eficientă pentru compactarea pămînturilor fine și în special a nisipurilor.

La compactarea pămînturilor argiloase cel mai bine se pretează cilindrii compresori picior de oaie, care, prin presiunea lor specifică mai mare, ca și prin acțiunea de frămîntare a pămîntului, produc o îndesare pronunțată a acestuia. Proieminențele acestor cilindrii (picioarele) la prima trecere, se înfig complet în pămînt, iar pe măsură ce se efectuează mai multe treceri, înfigerea este tot mai redusă. Dacă această reducere a înfigerii nu are loc, înseamnă că cilindrul utilizat este prea greu și trebuie schimbat. Compactarea obținută după un număr de treceri prin același loc, se consideră bună dacă la ultima trecere, înfigerea proeminențelor de pe suprafața ruloului este de numai 3—5 cm.

Prin compactarea pămînturilor prin cilindrare se obțin în general rezultate bune, însă procedeul prezintă o productivitate destul de scăzută, datorită faptului că așezarea pămîntului trebuie făcută în straturi de grosimi relativ mici, iar numărul de treceri prin același loc este mare.

Compactarea prin vibrare. Metoda compactării prin vibrare este foarte eficientă în cazul pămînturilor nisipoase. Sub efectul vibrării, forțele de frecare dintre granulele de nisip scad, permițînd acestora să se așeze într-o stare mult mai compactă. S-a constatat experimental că efectul de compactare prin vibrare a nisipului este mult mărit, dacă umiditatea acestuia se apropie de limita de saturație, deoarece în stare de saturare coeziunea aparentă dispare.

Practic, compactările prin vibrare se execută cu ajutorul plăcilor vibrante, a căror productivitate este de circa 2 ori mai mare decît a cilindrilor compresori. În principiu acestea sînt alcătuite dintr-o placă metalică cu o suprafață în plan de 0,5—1,0 m^2, pe care este montat un vibrator. Plăcile vibrante pot fi deplasate manual sau prin mijloace mecanice. Producerea vibrațiilor de către vibrator se face cu ajutorul a doi excentrici care se rotesc în sens contrar, cu o anumită turație (fig. 10.16). În cazul unei cuplări corespunzătoare, prin rotire cei doi excentrici generează vibrații unidirecționale, în particular verticale.

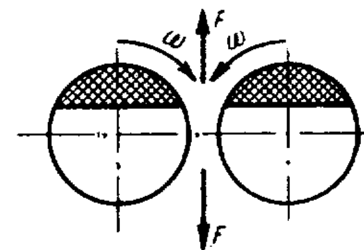


Fig. 10.16. Schema de principiu a unui vibrator cu excentrici.

Experimental s-a constatat că îndesarea obținută prin vibrare este în funcție de accelerația vibrațiilor, de presiunea statică (dată de greutatea proprie a utilajului vibrator) precum și de grosimea stratului de compactat. Valorile gradului de îndesare I_D, obținute prin încercările experimentale de compactare prin vibrare, se încadrează în limita superioară a grupei *pămînt cu îndesare medie* și în majoritatea cazurilor în grupa *pămînt compact,* ceea ce justifică folosirea vibrațiilor la compactarea pămînturilor nisipoase.

Compactarea prin cilindrare combinată cu batere și vibrare. Această metodă combinată de compactare se bazează pe folosirea unor utilaje care pot executa concomitent lucrări de cilindrare, batere și vibrare. În această categorie de utilaje intră : cilindrii compresori vibranți, cilindrii compresori pe pneuri vibrante sau screpere-cilindri-compresori, care execută atît operația de nivelare cît și cea de compactare a pămîntului. Cilindrii compresori vibranți au o productivitate de circa 4—5 ori mai ridicată decît cilindrii compresori de aceeași greutate nevibratori.

10.2.3. CONDIȚII TEHNICE DE EXECUȚIE A LUCRĂRILOR DE COMPACTARE

Pentru o bună calitate a lucrărilor de compactare este necesar ca pe șantier să se verifice în continuu pe timpul execuției, gradul de compactare obținut. Această verificare se poate face :

— prin determinarea greutății specifice aparente în stare uscată a pămîntului compactat ;

— pe cale mecanică cu diverse aparate.

Verificarea compactării prin determinarea greutății specifice în stare uscată a pămîntului. În terasamentul compactat se face o groapă cu latura de 12 cm, din care se extrage pămîntul. Materialul extras se cîntărește imediat pentru a nu i se modifica umiditatea, obținîndu-se o greutate G. După această primă cîntărire în stare umedă, pămîntul este supus uscării, la foc pe o tavă metalică, cîntărindu-se apoi și în stare uscată.

Umiditatea pămîntului extras va fi :

$$w = \frac{G - G_1}{G_1} 100\ [\%], \tag{10.35}$$

unde :

G este greutatea inițială a pămîntului extras ;

G_1 — greutatea pămîntului extras uscat.

Volumul materialului extras se determină umplînd groapa cu nisip uscat. Nisipul se va turna dintr-un vas a cărui greutate împreună cu nisipul din el se cunoaște. După umplerea gropii, se cîntărește vasul împreună cu nisipul care a rămas și prin diferență se va stabili greutatea nisipului introdus în groapă. Pentru starea de afînare a nisipului din groapă se va stabili greutatea specifică aparentă. Prin împărțirea greutății nisipului cu care s-a umplut groapa la greutatea sa specifică aparentă, se obține volumul gropii, respectiv a pămîntului extras din groapă V.

Greutatea specifică aparentă a pămîntului compactat extras din groapă, corespunzătoare umidității sale w va fi :

$$\gamma_a = \frac{G}{V}. \tag{10.36}$$

Avînd greutatea specifică aparentă și umiditatea pămîntului compactat, se poate obține greutatea specifică aparentă în stare uscată efectivă, aplicînd relația :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_a}{100 + w} 100 = \frac{G}{V(100 + w)} 100. \tag{10.37}$$

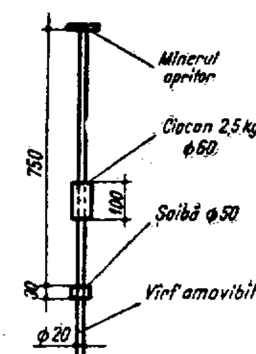


Fig. 10.17. Aparat pentru determinarea gradului de compactare.

Valoarea greutății specifice aparente în stare uscată efectivă a pămîntului din corpul terasamentului, determinată pe șantier, se compară cu valoarea maximă determinată în laborator $\gamma_{d\,max}$, obținîndu-se mărimea gradului de compactare realizat în procente $\frac{\gamma_d}{\gamma_{d\,max}} 100\ [\%]$.

Verificarea mecanică a compactării. În timpul execuției compactării, verificarea aproximativă, dar expeditivă a gradului de compactare se poate face cu ajutorul penetrometrului model Proctor sau cu a aparatului prezentat în figura 10.17.

Aparatul se compune dintr-o tijă metalică cu diametru de 20 mm, pe care culisează o greutate cilindrică (berbec) de 2,5 daN. Cursa berbecului este limitată în partea superioară de un mîner opritor, iar la partea inferioară de o șaibă (nicovală). Cu ajutorul acestui aparat se determină pe șantier adîncimea de pătrundere a tijei în pămîntul supus compactării, corespunzătoare unui anumit lucru mecanic (adică unui anumit număr de căderi libere a berbecului pe nicovală de la înălțimea mînerului opritor).

Avînd determinată în prealabil adîncimea de pătrundere a tijei sub efectul aceluiași lucru mecanic al berbecului, în pămîntul respectiv compactat în laborator, prin compararea celor două mărimi ale pătrunderilor, se poate aprecia gradul de compactare realizat pe șantier.

10.3. CONSOLIDAREA ȘI PROTEJAREA TERASAMENTELOR

10.3.1. SCOPUL LUCRĂRILOR DE CONSOLIDARE ȘI DE PROTECȚIE ALE TERASAMENTELOR

Sub acțiunea factorilor atmosferici, suprafața terasamentelor și mai ales părțile taluzate sînt supuse unor degradări în timp. Astfel, razele solare, înghețurile și dezghețurile succesive provoacă procese de dezagre-

gare a pămîntului de pe suprafața terasamentelor. Particulele fine care rezultă din aceste procese de dezagregare sînt apoi luate și transportate de vînturi.

Apele meteorice care se scurg pe suprafețele taluzate a terasamentelor antrenează particulele de pămînt producînd spălări și eroziuni. În cazul unor diguri de pămînt sau canale, acțiunea de eroziune se manifestă foarte intens datorită loviturilor produse de valuri. Apele subterane, de asemenea, au acțiune defavorabilă asupra rezistenței și stabilității terasamentelor.

De aceea, rezistența terasamentelor și stabilitatea taluzelor lor, depind nu numai de o bună execuție și de folosirea unui pămînt corespunzător, ci și de unele măsuri suplimentare, care au scopul de a proteja terasamentele împotriva acțiunii distructive a factorilor menționați. Acest lucru se realizează prin diverse lucrări de consolidare și protecție.

Lucrările de consolidare și protecție a terasamentelor, utilizate mai frecvent, pot fi împărțite în următoarele grupe principale :

— consolidări prin vegetație : însămînțări de ierburi, plantări de arbuști sau arbori, brăzduiri ;
— consolidări executate din pămînt : acoperirea taluzelor, rambleelor și debleelor executate din pămînturi nisipoase fine, cu un strat de argilă ;
— consolidări prin cleionaje ;
— consolidări cu pereuri ;
— consolidări cu fascine și saltele de fascine ;
— consolidări prin drenuri.

Alegerea tipului de consolidare sau protecție depinde de forma, dimensiunile și destinația terasamentului ce urmează a fi consolidat, de natura pămîntului din care este alcătuit terasamentul, de viteza de scurgere a apei, de existența materialelor locale, precum și de alte condiții concrete.

10.3.2. EXECUTAREA LUCRĂRILOR DE CONSOLIDARE ȘI PROTECȚIE ALE TERASAMENTELOR

Lucrările de consolidare și protecție se execută după finisarea completă a suprafeței terasamentului. În cazul debleelor, consolidarea trebuie făcută imediat ce taluzele au fost executate, pentru a evita distrugerea suprafeței acestora chiar de la început. Taluzele rambleelor necompactate trebuie consolidate numai după ce terasamentul s-a tasat, deoarece în caz contrar, în timpul tasării consolidarea va fi distrusă. Dacă execuția rambleului se face concomitent cu compactarea pămîntului, înseamnă că tasarea sa ulterioară este neînsemnată, ca atare, consolidarea taluzelor se poate face (și se indică) imediat după terminare rambleului.

Consolidarea prin însămînțare cu ierburi. Pe taluzele rambleelor sau debleelor, vegetația poate uneori să apară de la sine. Pentru accelerarea procesului de înierbare, taluzele se însămînțează cu ierburi de pășune. Alegerea plantelor se face în funcție de poziția taluzului față de punctele

cardinale precum și de gradul de umiditate și natura pămîntului. Dacă pămîntul taluzului nu asigură o creștere rapidă a vegetației, suprafața sa se acoperă cu un strat de pămînt vegetal de 6—10 cm grosime. Pentru menținerea acestui strat de pămînt vegetal pe taluz, pe suprafața taluzului se execută în prealabil trepte.

Consolidarea prin brăzduire. Brazdele au grosime de 6—9 cm și dimensiuni de la 25×220 cm pînă la 50×300 cm. Cînd se folosesc sub formă de fîșii, lățimea brazdelor este de cele mai multe ori de 25 cm.

Tăierea și extragerea brazdelor se face dintr-un teren cu ierburi de pășune, iar operația de brăzduire a taluzului trebuie făcută înainte de uscarea lor.

Brăzduirea poate fi continuă sau în fîșii. La brăzduirea continuă, brazdele se așază cu marginile suprapuse tăiate oblic (pentru formarea rosturilor închise) și cu rosturi țesute. Fiecare brazdă se fixează pe taluz cu 2—4 țăruși de lemn de 20—30 cm lungime și 2—2,5 cm diametru. Brăzduirea în fîșii se aplică în general pentru consolidarea taluzurilor din argilă nisipoasă și din nisip argilos. Fîșiile de brazde se așază pe taluz înclinate față de orizontală cu un unghi de 45° și dispuse cruciș, formînd niște pătrate cu latura de aproximativ 1,2 m. Suprafața acestor pătrate se acoperă, pe înălțimea brazdelor fîșii, cu pămînt vegetal care se însămînțează cu ierburi de pășune.

Consolidarea prin cleionaje. La consolidarea taluzelor prin cleionaje se folosesc îngrădituri de nuiele așezate cruciș. Îngrăditurile se execută din ramuri de salcie proaspăt tăiate, avînd 5—10 cm grosime și 1 m lungime. Prin încrucișarea acestor gărdulețe se crează ochiuri cu dimensiuni de la 1×1 m pînă la 1,2×1,2 m, care se umplu cu brazde, cu pereu simplu sau dublu, sau cu anrocamente.

Consolidarea cu pereuri. Pereurile sînt alcătuite, în general, din zidărie uscată de piatră așezată în rînduri paralele pe toată lungimea taluzului. Execuția acestor pereuri se face de jos în sus pe suprafața taluzului. Pereurile de piatră pot fi simple, fiind alcătuite dintr-un singur strat de piatră (fig. 10.18, *a*), sau duble la care piatra se așază în două strate (fig. 10.18, *b*).

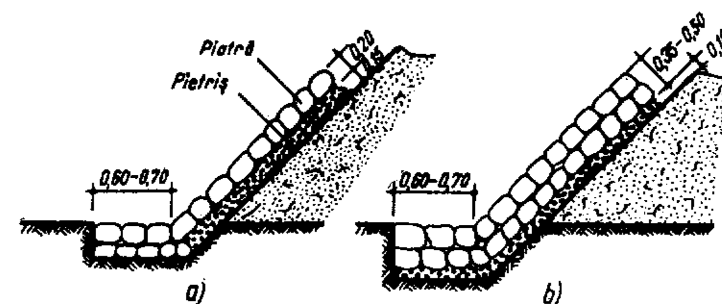


Fig. 10.18. Consolidarea taluzurilor cu pereuri :
a — pereu simplu; *b* — pereu dublu.

Piatra folosită are dimensiuni 15—25 cm în cazul pereului simplu, iar în cazul pereului dublu în stratul inferior se pune piatra de 20—30 cm. Sub stratele de piatră uneori se așază un strat de pietriș, iar rosturile dintre pietre în cazul zidăriei uscate se umplu cu materiale rezistente la eroziune : mușchi, piatră măruntă etc. În unele cazuri se pot aplica pereuri alcătuite din zidărie de piatră cu mortar. La canale, protecția taluzurilor împotriva apei se poate asigura și prin pereuri alcătuite din plăci de beton.

Consolidarea taluzelor cu fascine și saltele de fascine. Acest procedeu se folosește la taluzurile de pămînt supuse acțiunii valurilor (taluze folosite la regularizări de rîuri, canale etc.). Fascinele sau snopii de nuiele se execută din nuiele proaspăt tăiate, cele mai bune fiind nuielele de salcie. Fascinele (snopii de nuiele) se așază pe taluz orientate cu vîrful în sus, iar fixarea se face cu ajutorul unor bîrne sau suluri de fascine de 10—13 cm grosime și 10—50 m lungime, dispuse orizontal, care la rîndul lor se fixează de taluz prin țăruși. Prin așezarea fascinelor în mai multe strate se obțin saltele de fascine.

Consolidarea prin drenuri. Drenurile se fac în scopul colectării și evacuării apelor subterane din corpul terasamentelor. Aceste drenuri trebuie să absoarbă și să îndepărteze în mod permanent și cu maximum de eficiență toate apele care pătrund, care se scurg sau care stagnează în terenul din care este alcătuit terasamentul.

După adîncimea de execuție, drenurile pot fi :

— drenuri de suprafață, care se execută pînă la adîncimea de îngheț ;

— drenuri de adîncime, executate la adîncimi mai mari.

După modul de executare și de amplasare, drenurile se clasifică astfel :

— drenuri orizontale ;

— drenuri verticale ;

— drenuri în sistem mixt (combinație de drenuri verticale și orizontale).

Drenurile orizontale pot fi descoperite, sub formă de șanțuri și rigole, sau acoperite (închise).

Șanțurile colectează atît apele subterane cît și apele de suprafață. Dacă grosimea stratului permeabil este mică, secțiunea șanțului prin care se evacuează apa se execută în stratul de pămînt impermeabil de suport (fig. 10.19), evitînd astfel infiltrarea în pămînt a apelor de suprafață colectate în șanț.

Cînd stratul acvifer, adică stratul în care se află apa subterană, are grosime mare, șanțul se va executa pînă la adîncimea necesară pentru coborîrea nivelului acestei ape, iar fundul și pereții șanțului, pe înălțimea de scurgere, se protejează prin impermeabilizare (fig. 10.20).

Rigolele sînt mai adînci decît șanțurile. Secțiunea acestora este dreptunghiulară, iar pereții se realizează din zidărie de piatră sau din plăci

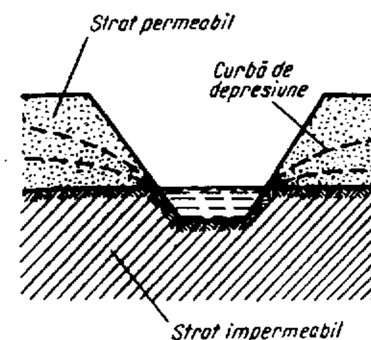


Fig. 10.19. Șanț drenant încastrat în strat impermeabil.

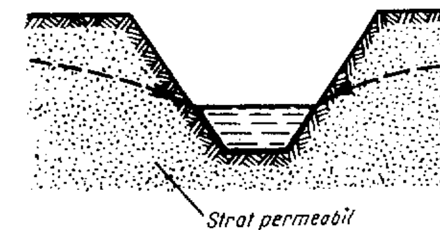


Fig. 10.20. Șanț drenant impermeabilizat.

prefabricate de beton. În pereți se prevăd găuri prin care apa din stratul care se drenează intră în rigolă (fig. 10.21).

Pentru a evita pătrunderea în rigolă odată cu apa și a particulelor fine de pămînt, în spatele pereților rigolei se plasează un strat de pietriș mărunt sau din nisip grăunțos.

În cazurile cînd nivelul apelor subterane este la adîncime mare, sînt necesare șanțuri foarte adînci, de aceea, în astfel de situații se folosesc drenuri orizontale acoperite.

În principiu, un dren orizontal acoperit constă dintr-un șanț a cărui adîncime trebuie să coboare în stratul acvifer. Dacă fundul șanțului se încastrează în stratul impermeabil de la baza stratului acvifer, se obține un dren perfect (fig. 10.22, *a*). În cazul cînd nu se realizează această încastrare (fig. 10.22, *b*), drenul este imperfect sau plutitor (suspendat).

Drenurile perfecte pot intercepta și evacua apa de pe întreaga grosime a stratului acvifer, pe cînd cele imperfecte realizează numai o coborîre a nivelului apelor subterane.

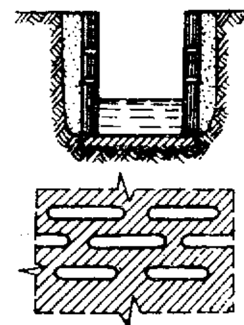


Fig. 10.21. Rigolă drenată.

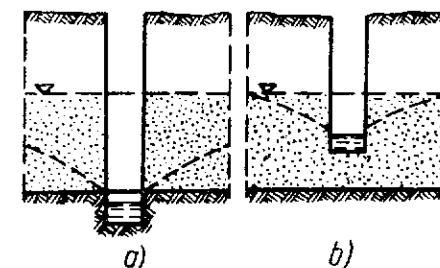


Fig. 10.22. Drenuri : *a* — perfect; *b* — imperfect.

La baza drenului se amenajează dispozitivul de scurgere și de evacuare a apelor colectate, iar deasupra acestuia se așază umplutura drenantă (permeabilă) din corpul drenului (fig. 10.23).

În zona centrală a drenului umplutura poate fi alcătuită dintr-o zidărie de piatră brută, iar spre margini dintr-un strat de pietriș, care are rolul de a împiedica pătrunderea particulelor fine de teren în corpul drenului. Nivelul superior al umpluturii permeabile a drenului trebuie să fie cel puțin la nivelul apelor subterane, sau chiar mai sus, spre a se putea obține o cît mai bună evacuare a acestor ape.

Închiderea drenului la partea superioară se face cu un strat impermeabil de argilă bătută cu o grosime de cel puțin 50 cm. Între stratul impermeabil de închidere al drenului și umplutura drenantă se intercalează un strat sau două (5—10 cm) de brazde întoarse, mușchi, paie sau cetină. Acest strat are rolul de a opri pătrunderea argilei în umplutura drenantă a drenului.

Partea superioară a stratului impermeabil de argilă bătută se execută înclinat, pentru ca apele din precipitații să nu stagneze deasupra drenului, recomandîndu-se și protejarea ei cu brazde sau chiar pereu.

Închiderea la suprafață a drenurilor orizontale acoperite se poate realiza și printr-un strat de beton, în care se înglobează un pereu din zidărie de piatră (fig. 10.24).

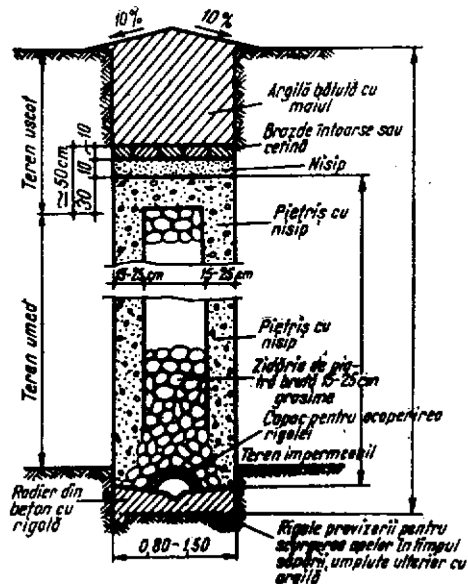


Fig. 10.23. Detaliu de execuție a unui dren orizontal acoperit.

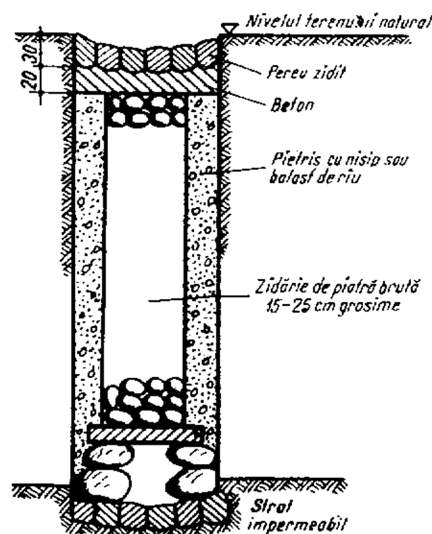


Fig. 10.24. Secțiune transversală printr-un dren orizontal închis cu pereu de zidărie.

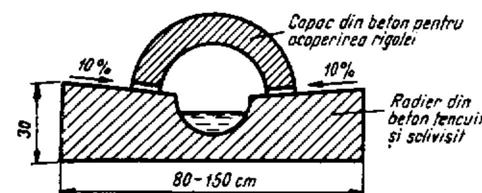


Fig. 10.25. Detaliu de execuție a unui radier de dren.

Dispozitivul de scurgere și evacuare a apei colectate de către dren se amenajează în mod special printr-un radier de beton prevăzut cu o rigolă de secțiune semicirculară, acoperită cu semituburi prefabricate din beton (fig. 10.25).

Apa pătrunde în rigolă prin rosturile de îmbinare a semituburilor pe lungimea drenului, precum și prin rostul dintre acestea și partea superioară a radierului, care se execută cu pante de scurgere înspre rigolă.

Acoperirea rigolei drenului se poate face și cu ajutorul unei zidării uscate de piatră, apa pătrunzînd în rigolă prin rosturile dintre pietre (fig. 10.24). În acest caz, radierul cu rigolă se execută din beton sau din zidărie de piatră cu mortar.

Dispozitivul de scurgere și evacuare a apei se poate amenaja și cu diverse tuburi ceramice, din beton, din zidărie de piatră brută etc., sau chiar cu umplutură din materiale pietroase în care se creează o zonă degajată pentru asigurarea scurgerii.

Pentru a se putea controla starea și modul de funcționare al drenurilor orizontale închise, precum și pentru curățirea lor periodică, în anumite puncte pe lungimea lor se construiesc puțuri de vizitare sau de revizie. Aceste puțuri se amplasează la distanță de 50—70 m unul de altul, precum și în toate punctele, unde au loc schimbări de direcție și de pantă a drenului. Puțurile de vizitare se construiesc din zidărie de cărămidă, piatră, beton, sau din tuburi prefabricate de beton, cu secțiune circulară sau pătrată (cu latura de 0,80—1,00 m), fiind prevăzute cu o scară metalică de acces. Fundul puțurilor de vizitare se amenajează întotdeauna cu un radier de beton.

Cea de a doua categorie de drenuri, *drenurile verticale*, se execută sub formă de puțuri circulare adînci în care se colectează apa. Foarte rar, apa colectată de aceste drenuri este evacuată prin pompare. De obicei, ea este eliminată prin scurgere liberă într-un strat permeabil de teren, situat mai jos decît straturile din care s-a colectat (fig. 10.26). În

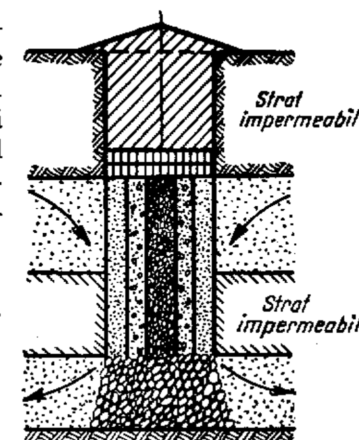


Fig. 10.26. Secțiune transversală printr-un dren vertical (puț absorbant).

acest caz drenurile verticale poartă denumirea de puţuri absorbante sau drenante.

Sistemul mixt de drenaj constă dintr-o reţea de drenuri orizontale, care se descarcă în drenuri verticale. Dacă adîncimea necesară a drenurilor orizontale este mare, ele se pot înlocui cu drenuri executate sub formă de foraje orizontale, în care se plasează tuburi drenante. Pentru executarea acestor foraje orizontale se foloseşte metoda vibrării. Înlocuirea drenurilor orizontale închise obişnuite, cu drenuri orizontale forate executate prin vibrare, devine deosebit de avantajoasă din punct de vedere tehnic şi economic, în special atunci cînd adîncimea necesară de consolidare este mare. Prin aplicarea acestei soluţii se fac economii substanţiale în ceea ce priveşte volumul de săpătură, consumul de material lemnos pentru sprijiniri, consumul de manoperă etc. Sistemul mixt de drenaj alcătuit din drenuri verticale sub formă de puţuri şi drenuri orizontale forate executate prin vibrare, s-a aplicat la lucrările de consolidare a versantului Nord-Est din zona municipiului Suceava.

10.4. ZIDURI DE SPRIJIN

10.4.1. GENERALITĂŢI

În cazul cînd din lipsă de spaţiu, sau din alte motive, stabilitatea terasamentelor nu se poate asigura prin taluze, aceasta se realizează prin sprijinirea lor cu ajutorul zidurilor de sprijin. Zidurile de sprijin sînt construcţii inginereşti executate cu scopul de a sprijini o înălţime de pămînt, respectiv de a prelua împingerea activă a pămîntului sprijinit şi eventual a apei din spatele lor.

Din punct de vedere constructiv zidurile de sprijin pot fi :

— ziduri de sprijin de greutate ;

— ziduri de sprijin din beton armat (cu secţiune în formă de cornieră).

După forma secţiunii transversale, zidurile de sprijin de greutate pot fi simple, cu consolă, cu plăci portante, cu stîlpi şi nişe.

Ziduri de sprijin de greutate simple. Aceste ziduri se pot construi din zidărie uscată, zidărie de piatră sau cărămidă cu mortar, beton ciclopian sau beton simplu. Stabilitatea acestor ziduri este asigurată de greutatea lor proprie, ceea ce denotă că dimensiunile lor sînt destul de mari, fapt care le face uneori neeconomice.

Folosirea lor este indicată în special acolo unde materialul de zidărie se găseşte la faţa locului.

Formele uzuale ale acestor ziduri se pot urmări în figura 10.27, *a*, — *g*.

Ziduri de sprijin de greutate cu consolă. La înălţimi de sprijin mai mari, pentru a reduce dimensiunile zidului de sprijin, pe paramentul dinspre pămînt se prevede o consolă de descărcare sau chiar două console (fig. 10.28). Această consolă pe de o parte reduce mărimea împingerii active a pămîntului, iar pe de altă parte măreşte stabilitatea zidului, care va fi asigurată atît de greutatea proprie a zidului cît şi a pămîntului de pe consolă.

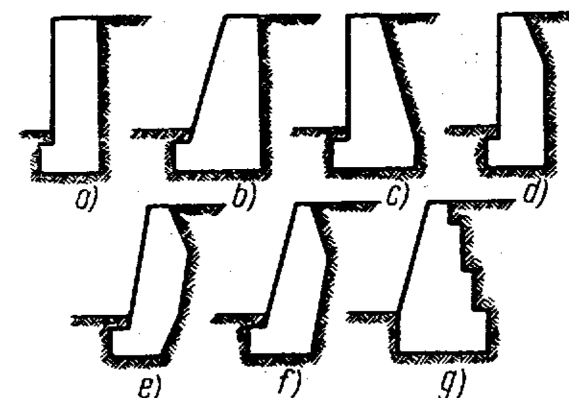


Fig. 10.27. Ziduri de sprijin de greutate simple :
a, b — suprafaţa de sprijin verticală; *c, d, e, f* — suprafaţa de sprijin poligonală; *g* — suprafaţa de sprijin în trepte.

Ziduri de sprijin de greutate cu plăci portante (de descărcare). Rolul plăcilor portante la aceste ziduri este acelaşi cu al consolelor de descărcare, adică de reducere a împingerii, respectiv de mărire a stabilităţii. Aceste plăci sînt din beton armat, ele rezemînd cu un capăt pe o treaptă practicată pe suprafaţa de sprijin a zidului, iar cu celălalt capăt pe teren (fig. 10.29). Lăţimea b de rezemare pe teren se poate considera :

$$b=\frac{1}{3}(l-a), \qquad (10.38)$$

unde :

l este lungimea plăcii ;

a — lăţimea de rezemare pe zid.

Greutatea G_p a pămîntului de pe placă, inclusiv greutatea proprie a plăcii, se transmite zidului şi terenului prin forţele A şi B. Forţa A sporeşte în mod hotărîtor stabilitatea zidului de sprijin.

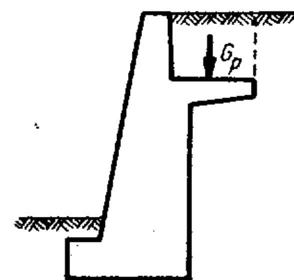


Fig. 10.28. Zid de sprijin de greutate cu consolă.

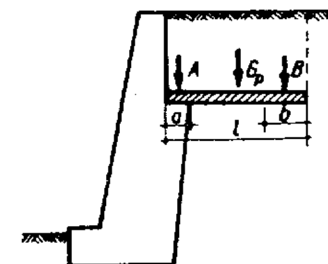


Fig. 10.29. Zid de sprijin de greutate cu placă portantă.

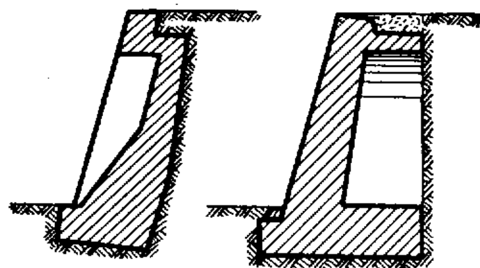


Fig. 10.30. Ziduri de sprijin de greutate cu stîlpi și nișe.

Ziduri de sprijin de greutate cu stîlpi și nișe. La zidurile de sprijin din zidărie sau beton se poate economisi material prin construirea unor nișe despărțite prin stîlpi. Atît stîlpii cu secțiune mai mare, cît și pereții nișelor se sprijină pe o fundație cu secțiune constantă. Partea superioară a acestor nișe este acoperită fie cu o placă din beton armat, fie cu bolți din zidărie sau beton (fig. 10.30).

Nișele pot fi create pe partea exterioară a zidului sau pe partea dinspre teren. Prima soluție se aplică din motive arhitectonice, pentru a da un aspect estetic unor construcții a căror structuri cuprind și ziduri de sprijin. Stabilirea împingerii pentru acest caz nu se deosebește de cazul obișnuit, întrucît suprafața de sprijin a pămîntului este continuă pe toată lungimea zidului.

În cazul nișelor executate pe partea dinspre teren a zidului, placa de acoperire a lor contribuie la reducerea împingerii active a pămîntului asemănător unei console de descărcare.

Ziduri de sprijin din beton armat. Aceste ziduri executîndu-se din beton armat, au secțiunea transversală mult mai redusă decît cele de greutate. Secțiunea transversală a acestor ziduri este alcătuită constructiv dintr-o placă de fundație în care este încastrat peretele frontal. Forma cea mai simplă a secțiunii unui zid din beton armat este prezentată în figura 10.31, *a*, care se folosește pentru înălțimi mai reduse. Pentru înălțimi mai mari se utilizează ziduri cu contraforți, la care se asigură o legătură suplimentară între placă și peretele frontal prin intermediul unor nervuri (contraforți, dispuse transversal la distanța de 3—4 m (fig. 10.31, *b*). La ziduri înalte, în afară de contraforți, se prevăd plăci (console) de descărcare, pentru reducerea efectului împingerii pămîntului asupra peretelui frontal (fig. 10.31, *c*).

Stabilitatea zidurilor de sprijin din beton armat este asigurată de greutatea proprie și de greutatea pămîntului care se găsește pe porțiunea din spate a plăcii de fundație. Placa de fundație se prevede constructiv cu un pinten, care mărește stabilitatea la alunecare a zidului, iar partea superioară a peretelui frontal cu o grindă de rigidizare.

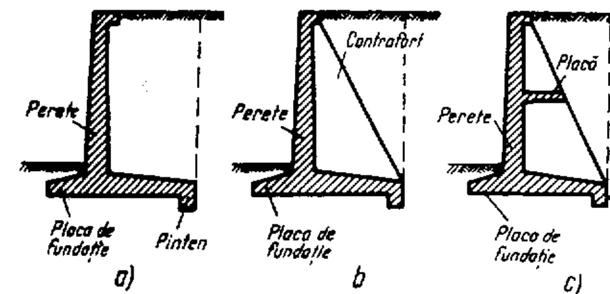


Fig. 10.31. Ziduri de sprijin din beton armat:
a — tip cornieră; *b* — cu contraforți; *c* — cu contraforți și placă de descărcare.

10.4.2. NOȚIUNI DE PROIECTAREA ȘI DIMENSIONAREA ZIDURILOR DE SPRIJIN

La proiectarea unui zid de sprijin se pleacă de la analizarea condițiilor concrete de teren, pe baza unui profil geotehnic transversal, din care rezultă înălțimea de pămînt ce trebuie sprijinită, natura, respectiv caracteristicile fizice și mecanice ale terenului de sprijinit și a celui din adîncime, precum și nivelul apelor subterane.

Avînd la bază aceste date, la proiectarea unui zid de sprijin apar următoarele etape :

— stabilirea formei zidului și a materialului din care se execută, respectiv alegerea dimensiunilor secțiunii transversale, alegere ce se face avînd în vedere înălțimea de sprijinit, cota terenului bun de fundare, precum și alte lucrări similare executate ;

— calculul împingerii pămîntului și a diagramei de presiuni din împingerea pămîntului și eventual a apei pe zidul de sprijin ales, calcul care se face conform celor arătate în capitolul 9 ;

— calculul de dimensionare a zidului de sprijin.

Avînd alese dimensiunile zidului și determinată mărimea împingerii pămîntului care acționează asupra sa, se trece în continuare la dimensionare, care constă în verificarea acestor dimensiuni din două condiții :

— din condiția de rezistență a terenului de fundare ;

— din condiția de rezistență a materialului din care este executat zidul.

Verificarea din condiția de rezistență a terenului constă în determinarea presiunii efective pe teren sub fundația zidului, care se compară cu presiunea admisibilă, respectiv în determinarea coeficienților de stabilitate a zidului la alunecare și răsturnare.

Verificarea din condiția de rezistență a materialului, *pentru zidurile de sprijin de greutate*, constă în determinarea eforturilor în diverse secțiuni orizontale prin corpul zidului ; eforturi a căror mărime nu trebuie să depășească rezistențele admisibile ale materialului din care se execută zidul.

Pentru calcul se ia un tronson de 1 m din lungimea zidului de sprijin și se stabilesc toate forțele care acționează asupra lui. La zidul de sprijin

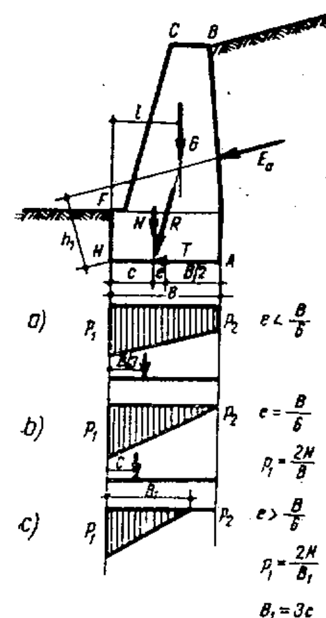


Fig. 10.32. Calculul presiunilor efective pe teren la un zid de sprijin :
a — rezultanta în sîmburele central; *b* — rezultanta la marginea sîmburelui central; *c* — rezultanta în afara sîmburelui central.

de greutate din figura 10.32, s-a considerat că acționează asupra sa numai greutatea proprie G și împingerea activă a pămîntului E_a.

Compunînd pe G cu E_a se obține rezultanta R și punctul ei de aplicație pe suprafața de contact AH (dintre zid și teren). Rezultanta R se descompune într-o componentă normală N și una tangențială T.

Presiunea efectivă pe teren sub fundația zidului de sprijin se determină aplicînd relația :

$$p_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right), \qquad (10.39)$$

unde :

B este lățimea fundației zidului ;
e — excentricitatea forței N față de mijlocul fundației.

În funcție de mărimea excentricității e pot să apară cele trei tipuri de diagrame de presiuni prezentate în figura 10.32, *a*, *b*, *c*. În cazul cînd $e > \frac{B}{6}$, adică atunci cînd rezultanta forțelor cade în afara sîmburelui central, sub fundația zidului apar și eforturi de întindere ($p_2 < 0$), care nu pot să fie preluate ; deci sub fundația zidului aceste eforturi de întindere nu trebuie să apară. Admițînd numai eforturi de compresiune sub fundația zidului (fig. 10.32, *c*), înseamnă că transmiterea încărcărilor de la zid la teren nu se face prin toată suprafața în plan a fundației ($S = B.1$), ci numai prin intermediul așa zisei zone active, a cărei lățime este :

$$B_1 = 3\,c, \qquad (10.40)$$

unde $c = \frac{B}{2} - e$ reprezintă distanța punctului de aplicație al forței N pînă la muchia cea mai apropiată a fundației.

Presiunea efectivă maximă, în acest caz, se va calcula cu relația :

$$p_1 = \frac{2N}{B_1} = \frac{2}{3}\frac{N}{c}. \qquad (10.41)$$

Pentru ca dimensiunile zidului alese să fie bune, trebuie să fie îndeplinită următoarea condiție :

$$p_1 \leqslant 1{,}2\, p_a, \qquad (10.42)$$

unde p_a reprezintă presiunea admisibilă a terenului de fundație pentru sarcini fundamentale centrice.

În privința *stabilității la alunecare* se cere ca :

$$\eta = \frac{N \operatorname{tg} \delta}{T} \geqslant \eta_{adm}, \qquad (10.43)$$

unde :

$\operatorname{tg} \delta = u$ este coeficientul de frecare dintre zid și teren (tab. 10.3) ;
η_{adm} — coeficientul de siguranță admis (tab. 10.4).

Tabela 10.3

Valorile coeficientului de frecare u.

Argilă și șisturi argiloase plastice	Argile și șisturi argiloase tari	Argile nisipoase, nisipuri argiloase	Nisipuri	Pietrișuri și bolovănișuri	Stîncă compactă
0,25	0,30	0,30	0,40	0,50	0,60

Tabela 10.4

Valorile coeficientului de siguranță la alunecare.

Categoria construcției*)	I	II	III	IV
Încărcări fundamentale	1,30	1,20	1,15	1,10
Încărcări extraordinare	1,10	1,10	1,05	1,05

* Categoriile sînt date conform STAS 4273-61.

Stabilitatea la alunecare se poate spori printr-o înclinare a tălpii fundației cu un unghi față de orizontală de maxim 10°, sau prin prevederea unui pinten la talpa fundației zidului.

Stabilitatea la răsturnare este asigurată dacă :

$$\eta = \frac{M_s}{M_r} \geqslant 1{,}5, \qquad (10.44)$$

unde :

M_s este momentul de stabilitate dat de forțele care, față de muchia inferioară din față a fundației, dau un moment de rotire înspre terenul sprijinit ;
M_r — momentul de răsturnare dat de forțele care, față de aceeași muchie, dau un moment de rotire spre fața liberă a zidului.

În cazul schemei de calcul din figura 10.32 cele două momente au valorile :

$$M_s = Gl \qquad \text{și} \qquad M_r = E_a h_1.$$

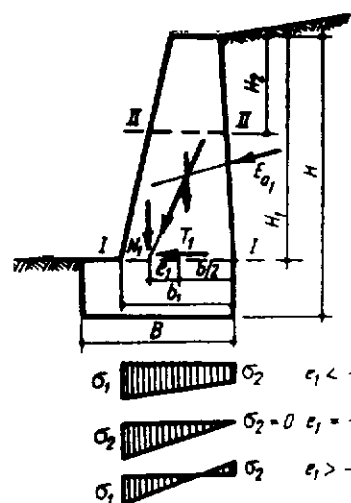


Fig. 10.33. Calculul eforturilor într-o secțiune curentă a unui zid de sprijin de greutate.

În cazul cînd condițiile de verificare arătate mai sus nu sînt satisfăcute, dimensiunile zidului se modifică în consecință pînă la satisfacerea acestor condiții, după care se face *verificarea din condiția de rezistență a materialului*. Secțiunea orizontală în care trebuie verificate întotdeauna eforturile ce iau naștere în zid, este cea de la nivelul de separație a fundației de elevația zidului (secțiunea I—I, fig. 10.33).

Eforturile din secțiunea I—I a zidului de sprijin de greutate din figura 10.33 sînt generate de greutatea G_1 și împingerea activă E_{a1}, corespunzătoare înălțimii H_1 (de la coronament pînă la secțiunea de calcul I—I).

Valoarea acestor eforturi se determină cu aceeași relație ca și presiunile efective pe teren ; cu notațiile din figura 10.33 relația are forma :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_1}{b_1}\left(1 \pm \frac{6e_1}{b_1}\right), \qquad (10.45)$$

unde :

N_1 este componenta rezultantei R_1, normală pe secțiunea I—I ;
e_1 — excentricitatea componentei N_1 față de mijlocul secțiunii I—I ;
b_1 — lățimea secțiunii I—I.

În funcție de mărimea excentricității e_1, în secțiunea de calcul considerată pot să rezulte numai eforturi de compresiune $\left(\text{pentru } e_1 \leqslant \frac{b_1}{6}\right)$, sau eforturi de compresiune și întindere $\left(\text{cazul } e_1 > \frac{b}{6}\right)$.

Dacă mărimea eforturilor (de compresiune sau întindere) sînt mai mici decît rezistențele admisibile ale materialului din care se execută zidul (beton simplu, zidărie etc.), înseamnă că dimensiunile alese pentru secțiunea transversală a zidului sînt bune.

În afară de această verificare a eforturilor de compresiune sau întindere din încovoiere, se indică a se face și verificarea eforturilor de forfecare τ_{ef}, conform relației :

$$\tau_{ef} = \frac{T_1}{b_1 \cdot 1} \leqslant \tau_{adm}, \qquad (10.46)$$

unde : T_1 este componenta tangențială a rezultantei R_1, pentru secțiunea de calcul I—I.

La ziduri cu înălțime mică este suficient ca verificarea din condiția de rezistență a materialului să se facă numai în secțiunea de la nivelul inferior al elevației zidului (I—I). Pentru ziduri cu înălțime mai mare se recomandă a se face această verificare și în alte secțiuni orizontale, considerate la diverse înălțimi față de coronament (II—II, III—III), luînd în calcul de fiecare dată numai încărcările aferente secțiunii respective.

Verificarea din condiția de rezistență a terenului pentru *zidurile de sprijin din beton armat* este identică cu cea a zidurilor de greutate. Dimensionarea din condiția de rezistență a materialului, la aceste ziduri, constă în calculul armăturii, adică armarea elementelor componente (perete, placa de fundație, contraforți).

Peretele frontal al zidului tip cornieră (fig. 10.31, *a*) se dimensionează la împingerea activă a pămîntului, considerîndu-l, din punct de vedere static, ca o consolă încastrată în placa de fundație. Porțiunea plăcii de fundație din fața peretelui frontal se consideră încastrată în perete și acționată de reacțiunea terenului de fundare, echivalentă ca mărime cu presiunea efectivă. La dimensionarea plăcii de fundație dinspre teren, care se consideră tot o consolă încastrată în perete, trebuie luate în considerare ca încărcări, atît reacțiunea terenului de fundare cît și greutatea pămîntului de deasupra ei, făcîndu-se diferite ipoteze de încărcare. Această porțiune a plăcii de fundație se armează dublu.

La zidurile de beton armat cu contraforți (fig. 10.31, *b*), peretele frontal și porțiunea dinspre teren a plăcii de fundație se consideră în calcul pentru dimensionare ca o grindă continuă rezemată pe contraforți. Contrafortul se consideră o consolă încastrată în placa de fundație, fiind încărcat cu valoarea împingerii pămîntului corespunzătoare distanței dintre doi contraforți.

10.4.3. MĂSURI CONSTRUCTIVE PENTRU REDUCEREA ÎMPINGERII PĂMÎNTULUI ȘI DE EXECUȚIE A ZIDURILOR DE SPRIJIN

Printre măsurile constructive de reducere a mărimii împingerii active a pămîntului asupra zidurilor de sprijin, se pot menționa următoarele :

— folosirea umpluturilor de descărcare ;
— utilizarea zidurilor de sprijin cu console sau plăci de descărcare.

Folosirea umpluturilor de descărcare. Pentru ziduri de sprijin înalte se ivește necesitatea de a reduce mărimea împingerii active a pămîntului, în scopul evitării unor dimensiuni prea mari a secțiunii zidului. În acest scop, în spatele zidului se introduce umplutură din piatră spartă sau anrocamente (fig. 10.34) care, avînd un unghi de frecare interioară ridicat (40—45°) reduc în mod considerabil împingerea activă asupra zidului.

Procedeul se aplică mai frecvent în cazul zidurilor de chei, la construcțiile portuare fluviale sau maritime.

Utilizarea zidurilor de sprijin cu console sau plăci de descărcare. Diagrama de presiuni din împingerea pămîntului asupra unui zid de sprijin

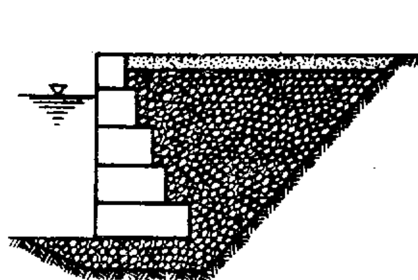


Fig. 10.34. Zid de sprijin cu umplutură de descărcare.

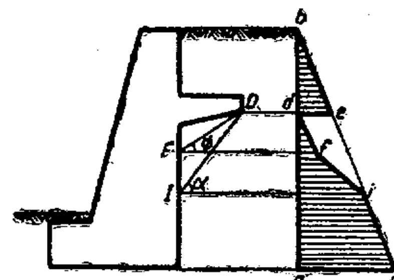


Fig. 10.35. Reducerea împingerii la un zid de sprijin cu consolă.

cu consolă (fig. 10.35) se reduce cu suprafaţa *dfied*, faţă de diagrama de presiune *abc* corespunzătoare unui zid de aceeaşi înălţime, dar fără consolă.

Pentru reducerea diagramei de presiuni, din capătul consolei se duc dreptele *DF* şi *DI*, care includ cu orizontale unghiurile Φ şi α (α reprezintă unghiul planului de rupere).

La nivelul punctului *D*, adică imediat sub consolă, presiunea din împingerea pămîntului este zero, iar pe înălţimea *DF* are o variaţie liniară, fiind dată numai de pămîntul de sub consolă.

La nivelul punctului *I*, influenţa consolei nu se mai resimte, ca atare mărimea ordonatei de presiune este identică cu cea corespunzătoare zidului fără consolă.

Pe înălţimea *FI*, în mod acoperitor se poate considera variaţia liniară obţinută prin unirea punctelor *f* şi *i*.

În acest mod se obţine diagrama de presiuni redusă *acifdeb*, a cărei suprafaţă dă mărimea împingerii active, corespunzătoare zidului de sprijin cu consolă.

Consolele de descărcare se fac din beton armat, fiind încastrate în corpul zidului şi dimensionate la momentul încovoietor dat de greutatea pămîntului ce reazemă pe ele.

Ca măsuri constructive la execuţia zidurilor de sprijin se menţionează :
— protejarea coronamentului şi a paramentului văzut al zidurilor ;
— drenarea apelor de infiltraţie din spatele zidurilor ;
— prevederea unor rosturi verticale de dilataţie pe lungimea zidurilor.

Coronamentul zidurilor de sprijin constituie partea cea mai expusă acţiunii de degradare a diverşilor factori externi. De aceea, coronamentul se protejează prin acoperire cu dale de beton sau piatră naturală, sau cu placă continuă de beton de calitate superioară turnată monolit. Elementelor de protecţie a coronamentului li se asigură o anumită pantă, astfel încît apele de suprafaţă să se scurgă spre exterior.

Paramentul văzut al zidurilor de sprijin din beton poate fi lăsat netratat în cazul unei cofrări şi turnări îngrijite. În general, se prevede însă alcătuirea paramentului văzut dintr-un beton de suprafaţă cu dozaj mai ridicat, care se prelucrează prin buciardare. La ziduri care sprijină terasamentele unor căi de comunicaţii importante (autostrăzi, drumuri, căi ferate etc.) se obişnuieşte deseori ca paramentul văzut să fie placat cu piatră naturală, prelucrată, sau cărămidă. Înclinarea obişnuită a paramentului văzut variază între 10 : 1 şi 5 : 1, putînd cobori pînă la 4 : 1. Din motive arhitectonice sau constructive se pot face şi ziduri cu parament vertical.

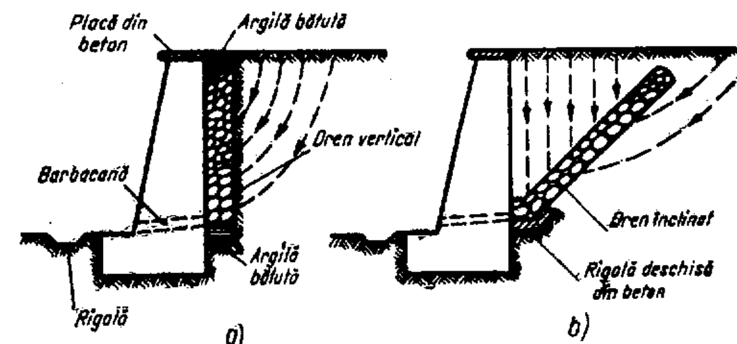


Fig. 10.36. Drenarea apelor de infiltraţie la zidurile de sprijin :
a — dren vertical; *b* — dren înclinat.

Pentru asigurarea scurgerii apelor infiltrate în terenul din spatele zidurilor, se execută drenuri din piatră brută (fig. 10.36). Drenurile pot fi verticale, fiind executate în imediata vecinătate a paramentului zidului (fig. 10.36). Lăţimea drenului este în funcţie de înălţimea zidului şi permeabilitatea terenului, variind între 50 şi 80 cm. La partea superioară şi la baza drenului se prevede cîte un strat de argilă bătută. Stratul de argilă bătută de la partea superioară a drenului are rolul de a opri pătrunderea apelor de suprafaţă în dren, iar cel de la baza drenului de a nu permite infiltrarea apei colectate de dren sub fundaţia zidului de sprijin. Ap colectată de dren se elimină prin barbacane (orificii cu ϕ 10—15 cm), care sînt prevăzute în zid pe lungimea sa la 3—5 m distanţă. Prin aceste barbacane apa este dirijată în şanţuri sau rigole deschise care se amenajează în faţa zidurilor de sprijin.

În locul stratului de argilă bătută de la baza drenului, poate fi prevăzută o rigolă din beton simplu, care merge în lungul zidului, debuşînd din loc în loc în barbacane.

În cazul unor infiltraţii mai abundente şi pentru pămînturi coezive este mai indicată soluţia de dren înclinat (fig. 10.36, *b*), evitînd astfel presiunea hidrodinamică asupra zidului, care în cazul drenului vertical (fig. 10.36, *a*) se adaugă împingeri active a pămîntului.

Zidurile de sprijin sînt construcţii a căror lungime este mare în comparaţie cu celelalte dimensiuni. Pentru a nu se produce fisurări, din cauza schimbărilor de temperatură sau a unor tasări inegale în cazul cînd tere-

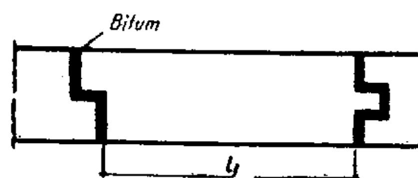


Fig. 10.37. Rosturi de dilatație la zidurile de sprijin.

nul de fundație este eterogen, este necesar ca la proiectare, respectiv execuție, să se prevadă rosturi de dilatație, care totodată sînt și rosturi de tasare (fig. 10.37).

La zidurile de sprijin de greutate, care sînt nearmate, distanța dintre rosturi l_1 este de circa 6—10 m. Dacă zidurile sînt orientate spre nord și nu sînt expuse razelor solare în mod direct, această distanță se poate majora la 15 m. La zidurile de beton armat, distanța dintre rosturi este mai mare, putîndu-se lua de 20—40 m.

11. PROBLEME DE PROIECTARE ȘI EXECUTARE A FUNDAȚIILOR

11.1. CLASIFICAREA FUNDAȚIILOR

Fundația este acea parte a construcției care transmite terenului sarcinile totale ale construcției, inclusiv greutatea sa proprie, în condițiile necesare de siguranță. Fundațiile trebuie astfel proiectate, încît pe de o parte presiunile repartizate terenului de fundație să nu provoace ruperea și cedarea laterală a pămîntului solicitat, iar pe de altă parte, tasările fundațiilor rezultate din deformarea pămîntului să fie cît mai uniforme și să nu depășească anumite limite admisibile, precizate pentru construcția respectivă. Pentru a putea proiecta și executa fundațiile unei construcții este necesar să se cunoască următoarele aspecte :

— dimensiunile construcției ;

— sarcinile permanente, utile și accidentale care acționează asupra construcției precum și combinarea acestor sarcini în ipotezele cele mai defavorabile ;

— stratificația terenului de fundație cercetîndu-se natura straţelor componente, caracteristicile fizico-mecanice, nivelul și natura apelor subterane în perioadele de secetă sau timp ploios ;

— solicitările pe suprafețele de contact dintre construcție și pămînt ;

— caracteristicile mecanice ale materialelor din care se execută fundația ;

— factorii exteriori care pot influența stabilitatea fundației (acțiunea apelor de suprafață, alunecări de terenuri, construcții învecinate etc.).

Ținînd seama de aspectele amintite, inginerul proiectant al fundațiilor unei construcții are de rezolvat următoarele probleme :

— stabilirea sistemului de fundații ;

— stabilirea adîncimii de fundare ;

— determinarea presiunii admisibile și evaluarea posibilităților de stabilitate pentru stratul de fundare ales ;

— determinarea dimensiunilor fundației ;

— procedeele de lucru prin care se asigură executarea săpăturilor și a fundațiilor în cele mai bune condiții tehnico-economice.

Pe baza considerentelor arătate, sistemele de fundaţii pot fi grupate în modul următor :

— După adîncimea de fundare.

a) *Fundaţii de mică adîncime zise şi fundaţii directe sau de suprafaţă.* Aceste fundaţii sînt aşezate direct pe straturile corespunzătoare de fundare. Săpăturile sînt executate cu sau fără sprijiniri, iar în cazul prezenţei apei subterane se recurge la evacuarea ei.

b) *Fundaţii de mare adîncime.* Acestea se fundează prin intermediul unor elemente de construcţii speciale (piloţi, coloane, chesoane etc.) întrucît stratul bun de fundare se găseşte la adîncime mare.

— După nivelul apelor subterane :

a) *Fundaţii executate la uscat,* adică fundaţii la care cota de fundare se află deasupra nivelului apei sau apa se poate evacua, coborîndu-i astfel nivelul.

b) *Fundaţii executate sub apă.* În această categorie intră fundaţiile la care nu se poate elimina prezenţa apei.

— După forma lor în plan :

a) *Fundaţii izolate.*

b) *Fundaţii continue (în fişie)* folosite sub ziduri.

c) *Fundaţii continue sub stîlpi* folosite îndeosebi la sarcini mari şi pe pămînturi slabe.

d) *Fundaţii grătar* formate din reţele de grinzi continue, încrucişate, în nodurile cărora reazemă stîlpii. Acest sistem se foloseşte îndeosebi în cazul pămînturilor slabe şi la sarcini mari.

e) *Fundaţii radier general,* care sînt asemănătoare unor planşee inversate, unde sarcinile construcţiei sînt transmise pe întreaga suprafaţă a radierului. Ele se folosesc la terenuri slabe de fundare şi încărcări foarte mari (silozuri, buncăre etc.).

— După modul de execuţie.

a) *Fundaţii executate la faţa locului,* adică direct în groapa de fundaţie.

b) *Fundaţii prefabricate,* adică fundaţii ce se execută într-o întreprindere de prefabricate sau pe o pistă special amenajată şi apoi sînt transportate şi montate la faţa locului.

— După materialul întrebuinţat.

a) Fundaţii din cărămidă.

b) Fundaţii din piatră.

c) Fundaţii din beton simplu.

d) Fundaţii din beton armat.

— După modul de transmitere a sarcinilor terenului de fundaţie.

a) *Fundaţii rigide,* la care se iau în considerare numai solicitările la compresiune, cele de întindere din încovoiere şi de forfecare fiind neglijabil de mici.

b) *Fundaţii elastice* care se dimensionează la încovoiere şi forfecare şi se execută din beton armat.

c) *Fundaţii elastice pe mediu elastic ;* la acest tip de fundaţii pentru stabilirea diagramei de presiuni se iau în considerare şi deformaţiile terenului de fundaţie.

d) *Fundaţii încastrate elastic în teren,* la care se consideră şi reacţiunile de pe suprafeţele laterale ale fundaţiei.

11.2. ALEGEREA COTEI DE FUNDARE

Alegerea cotei de fundare este una din problemele de bază ale geotehnicii. Factorii care determină această alegere sînt multipli, ei putînd fi grupaţi în trei categorii şi anume :

a) *Factorii atmosferici şi exteriori,* care pînă la o anumită adîncime pot influenţa stabilitatea stratelor de fundare, cum sînt variaţiile de temperatură, îngheţul-dezgheţul, precipitaţiile atmosferice, infiltraţiile, viteza apelor curgătoare etc.

b) *Condiţii funcţionale ale construcţiilor.*

c) *Caracteristicile mecanice ale terenului,* care determină capacitatea portantă a stratelor de pămînt.

Factorii atmosferici şi exteriori sînt hotărîtori în alegerea unei adîncimi minime de fundare, care nu poate fi redusă chiar dacă la o cotă superioară s-ar găsi strate corespunzătoare din punct de vedere al rezistenţei lor.

Îngheţul dar mai ales dezgheţul prezintă uneori un pericol pentru fundaţiile construcţiilor, din cauza variaţiei de volum a terenului pe care o provoacă în jurul fundaţiei. La unele terenuri, această variaţie de volum este neînsemnată, la altele este mare din cauza formării lentilelor de gheaţă.

Pietrişurile şi nisipurile sînt considerate ca nepericuloase la îngheţ. Pămînturile care în compoziţia lor granulometrică au granule cu $d \leqslant 0{,}02$ mm, **adică pămînturile din categoria prafurilor cu un puternic efect capilar,** chiar dacă procentul acestor granule este mic, de numai 3%—10%, sînt periculoase la îngheţ. Faţă de acest pericol, fundaţiile construcţiilor se apără prin stabilirea cotei de fundare sub nivelul de îngheţ şi prin amenajarea terenului în jurul construcţiei (trotuare, rigole, canalizare etc.), cu scopul de a nu permite infiltrarea apelor de suprafaţă în regiunea fundaţiei.

Cînd fundaţiile se construiesc în albiile apelor curgătoare, cota minimă de fundare este dictată de necesitatea de a exclude pericolul de afuiere.

Construcţiile aşezate în albiile apelor curgătoare, cum sînt pilele şi culeele podurilor, formează obstacole pentru curgerea apei, curenţii de apă din jurul lor favorizînd afuierea terenului. Din acest motiv, fundaţia tre-

buie adîncită pînă la o cotă la care se evită afuierea. Stabilirea adincimii minime de fundare se face ţinînd seama de caracteristicile fizico-mecanice ale terenului din albie, de adîncimea şi viteza apei curgătoare corespunzătoare nivelului maxim al apelor. Adîncimea de fundare poate să atingă valori, în terenuri afuiabile, pînă la de cinci ori adîncimea maximă a apelor.

Adîncimea minimă de fundare se mai stabileşte şi în funcţie de nevoile impuse de exploatarea construcţiilor. La construcţiile civile şi industriale apare uneori necesitatea de a construi subsoluri ; pentru depozitele magazinelor, pentru instalaţia de încălzire centrală, pentru aşezarea diferitelor maşini şi utilaje etc. După stabilirea adincimii minime de fundare, dictată de factorii amintiţi mai sus, se poate proceda la determinarea adîncimii fundaţiei, impusă de condiţiile capacităţii portante a terenului. Din acest punct de vedere, în mod obişnuit, se caută stratul cel mai rezistent din zona care poate fi luată în considerare. Dar avînd în vedere că adîncimea de fundare este impusă şi de tasarea construcţiei, trebuie să se ţină seama şi de caracteristicile mecanice ale tuturor stratelor din zona activă a fundaţiei. Nu totdeauna o fundaţie aşezată pe un strat rezistent, la o adîncime mai mare, reprezintă soluţia optimă, chiar şi numai din punct de vedere tehnic. Cînd la oarecare adîncime, sub un strat rezistent se găseşte un strat de pămînt deformabil, este posibil ca nivelul acestuia să fie hotărîtor în alegerea cotei de fundare. Trebuie să se fixeze adîncimea de fundare în aşa fel, ca pînă la nivelul acestui strat, presiunile transmise de stratele superioare să scadă la valoarea admisă de stratul deformabil, atît din punct de vedere al rezistenţei cît şi al tasărilor. În asemenea cazuri este de preferat a aşeza fundaţia la o cotă mai ridicată.

La alegerea cotei de fundare, în cazul fundaţiilor directe, pe cît este posibil se evită fundarea sub nivelul apelor subterane. În felul acesta se elimină lucrările costisitoare de evacuarea apelor din incinta săpăturilor. În asemenea cazuri, este indicat uneori să se aşeze fundaţia pe un strat de mai mică rezistenţă, deci să se admită o fundaţie cu suprafaţă mai mare.

Cunoaşterea nivelului apelor subterane, variaţia nivelului lor în funcţie de anotimpuri este necesară şi din cauză că apa subterană, prin forţa ascensională, influenţează condiţiile de echilibru ale construcţiilor şi din motivul că unele elemente ale fundaţiei, cum sînt de exemplu piloţii din lemn, pentru a fi protejaţi împotriva putrezirii, trebuie aşezaţi în aşa fel ca în permanenţă să se găsească sub nivelul apelor freatice.

Cunoaşterea nivelului apelor subterane este necesară şi pentru a putea prevede izolaţii hidrofuge.

Alegerea cotei de fundare optime, care în multe cazuri impune diferite soluţii în ce priveşte tipul fundaţiei, este o problemă complexă, care poate fi rezolvată, în cele mai multe cazuri, numai prin calcule comparative, luînd în considerare mai multe variante posibile.

11.3. MATERIALE FOLOSITE LA EXECUTAREA FUNDAŢIILOR

Dacă se ţine seama că fundaţia unei construcţii are scopul de a prelua, în condiţii bune de rezistenţă şi stabilitate, sarcinile construcţiei şi a le preda în aceleaşi condiţii terenului de fundaţie, materialele folosite la executarea fundaţiilor trebuie să corespundă, în primul rînd, din punct de vedere al rezistenţei. Fundaţiile construcţiilor au un volum relativ mare, din acest motiv este necesar să corespundă şi din punct de vedere al preţului de cost, pentru a putea realiza construcţiile în condiţii economice cît mai avantajoase. De aceea este indicat să se folosească materialele ce se găsesc în regiunea respectivă. La aprecierea posibilităţii de utilizare a diferitelor materiale pentru fundaţii trebuie avută în vedere şi durabilitatea lor. Fundaţiile sînt aşezate sub nivelul terenului într-un mediu umed, uneori chiar sub nivelul apelor subterane. După construirea lor, fundaţiile sînt acoperite cu pămînt, fără posibilitatea de a putea fi întreţinute, cum se poate face în mod curent la părţile construcţiilor situate deasupra terenului. Fundaţiile trebuie executate în aşa fel şi din astfel de material, încît fără nici o lucrare de întreţinere, să corespundă, pe toată durata de utilizare a construcţiei respective. Orice lucrări de reparare, de îmbunătăţire a fundaţiilor sînt foarte greoaie şi foarte costisitoare (subzidiri, consolidări etc.) şi se aplică numai în condiţii excepţionale.

Materialele principale utilizate la executarea fundaţiilor sînt : lemnul, betonul şi oţelul.

11.3.1. LEMNUL

La lucrările de fundaţii se poate folosi lemnul de brad şi de stejar. Folosirea lemnului, şi mai ales a lemnului de stejar, pentru fundaţii devine tot mai neeconomică din cauza întrebuinţării lui în condiţii mai avantajoase în alte domenii.

În cazul lucrărilor de fundaţii cu caracter definitiv, lemnul trebuie introdus sub nivelul apelor subterane deoarece în aceste condiţii atît lemnul de brad cît şi cel de stejar au o durată nelimitată. Lucrul acesta poate fi observat la clădirile construite înainte cu multe sute de ani, pe piloţi din lemn, care rămînînd sub nivelul apelor, asigură şi azi stabilitatea construcţiilor în condiţii bune. La recentele lucrări de construire a blocurilor de locuinţe în oraşul Timişoara, în incinta fostei cetăţi, cu ocazia lucrărilor de săpătură pentru fundaţii, s-au găsit piloţi, pereţi de plaplanşe, sub nivelul apelor subterane, în foarte bună stare de conservare, avînd o vechime de cca. 200 ani. Lemnul însă putrezeşte dacă este aşezat deasupra nivelului apelor subterane sau dacă prin coborîrea ulterioară a nivelului ajunge în contact cu aerul. La castelul Hunyadi din Timişoara, construit pe piloţi de stejar, din cauza coborîrii nivelului apelor subterane prin

regularizarea rîului Bega şi prin canalizarea oraşului, piloţii ajunşi deasupra nivelului apelor subterane au putrezit în aşa măsură, încît a fost necesară subzidirea unor fundaţii.

În apele maritime lemnul aşezat sub nivelul apelor este distrus de viermele *Toreda navalis*. Lemnul, în cazul acesta, poate fi apărat de distrugere prin impregnare, prin aşezare într-un pat de nisip sau printr-o învelitoare de metal sau beton torcretat. Toate aceste metode fiind costisitoare, este preferat a evita folosirea lemnului pentru fundaţii în ape, unde este expus distrugerii.

11.3.2. BETONUL

Betonul în lucrările de fundaţii se foloseşte pe o scară foarte întinsă. Calitatea betonului folosit este în funcţie de cerinţele necesare, de condiţiile de impermeabilitate şi de tehnologia execuţiei fundaţiilor.

Marca betoanelor întrebuinţate la lucrările de fundaţii este diferită. Betonul de calitatea inferioară, de obicei marca B 20, se foloseşte ca strat egalizator sub fundaţiile de beton armat. Pentru fundaţiile rigide din beton se foloseşte betonul **marca B 50 şi B 100.**

Dacă în blocul fundaţiei este necesar să se introducă bare de oţel pentru ancorarea cuzineţilor sau alte scopuri, în partea respectivă a fundaţiei se foloseşte beton marca B 100.

În cazul fundaţiilor din beton armat, marca betonului trebuie să fie de cel puţin B 100 eventual B 150, B 200, în funcţie de condiţiile de rezistenţă.

Pentru fundaţii prefabricate, mai ales pentru piloţi prefabricaţi, se folosesc mărci superioare : B 200, B 250 şi B 300.

Cînd se dispune de piatră brută în condiţii de cost avantajoase, este recomandabilă utilizarea betonului ciclopian pentru executarea fundaţiilor rigide.

Din punct de vedere al consistenţei, betonul folosit pentru executarea fundaţiilor poate fi vîrtos, plastic sau fluid. Betonul vîrtos se utilizează pentru executarea piloţilor şi a fundaţiilor de dimensiuni mai mici. Prin utilizarea betonului vîrtos, la lucrări cu volum mai mare, se obţine un randament scăzut din cauza lucrărilor de compactare.

La lucrări cu volum mare, unde este necesară turnarea unei cantităţi mari de beton, care necesită instalaţii şi utilaje de transport complexe (macarale, funiculare, pompe de beton etc.) se foloseşte betonul plastic şi fluid ; la acestea trebuie luat în considerare că avînd un raport apă/ciment mai mare, condiţiile de rezistenţă sînt defavorabil influenţate.

La unele lucrări speciale de fundaţii, cum ar fi în cazul utilizării prefabricatelor, se iveşte necesitatea de a folosi betonul torcretat. La executarea unor tipuri de piloţi turnaţi la faţa locului se întrebuinţează betonul turnat sub presiune.

În cazul cînd îndepărtarea apei din incinta gropii de fundaţie, prin pompare, întîmpină greutăţi, devenind costisitoare sau chiar imposibilă se execută turnarea betonului sub apă.

Asupra betoanelor au o acţiune distructivă apele lipsite de duritate şi apele care conţin diverşi electroliţi. Apele agresive dizolvă total sau parţial hidroxidul de calciu, producînd coroziunea betonului.

Cînd se execută fundaţii în medii agresive, trebuie să se ia măsuri de apărare prin executarea unui beton cît mai compact, prin folosirea unui liant rezistent din punct de vedere chimic, precum şi prin folosirea unor sorturi de agregate cît mai bune.

Uneori este necesar să se facă un beton cît mai impermeabil. Betonul, în general, este un material mai mult sau mai puţin poros. Cu cît se reduce mai mult porozitatea betonului cu atît se reduce şi permeabilitatea lui. Pentru a obţine un beton cît mai compact trebuie să se stabilească, în primul rînd, compoziţia granulometrică corespunzătoare a agregatelor în aşa fel ca să se reducă cît mai mult porozitatea lui. În scopul acesta se adaugă praf de piatră, argilă măcinată sau tras. Praful de piatră şi argila măcinată servesc numai la completarea golurilor dintre fragmentele de pietriş şi nisip. Dar aceste adausuri cer ciment în plus pentru a crea o legătură între particole. În acest scop trebuie stabilită cantitatea de ciment strict necesară ; un beton la care se depăşeşte această cantitate este expus formării fisurilor.

Trasul, pe lîngă că umple golurile din beton, intră în reacţia chimică cu cimentul, lucru ce este avantajos pentru impermeabilizarea betonului.

Pentru impermeabilizarea betonului se amestecă uneori diferite substanţe. Acestea pot fi liofobe ca : ceresitul şi prelitul, sau liofile ca : sticla solubilă. Se poate obţine o impermeabilizare a betonului şi prin aplicarea unei tencuieli din mortar gras, pe suprafaţa betonului. În acest caz însă această tencuială trebuie aplicată pe beton proaspăt turnat spre a face o bună legătură cu el. Pentru a evita formarea fisurilor trebuie bine udată toată suprafaţa betonului.

11.3.3. OŢELUL

Pentru fundaţiile din beton armat se foloseşte oţelul care se întrebuinţează, în general, pentru construcţiile din beton armat denumit *oţel beton* şi anume :

— oţel beton cu profil neted, laminat la cald OB 00 ;
— oţel beton cu profil neted, laminat la cald OB 38 ;
— oţel beton cu profil periodic, laminat la cald PC 52 ;
— oţel beton cu profil periodic, laminat la cald PC 60.

În afară de materialele descrise mai sus, se folosesc pentru executarea fundaţiilor o serie de alte materiale ; acestea, în limita necesităţii, vor fi amintite la descrierea diferitelor metode de fundare.

12. LUCRĂRI PREGĂTITOARE PENTRU EXECUTAREA FUNDAȚIILOR

12.1. AMENAJAREA TERENULUI ȘI A PLATFORMEI DE LUCRU

Executarea unei lucrări de construcții se face pe baza a două proiecte :
— proiectul de execuție al construcției ;
— proiectul de organizare al șantierului.

Proiectul de organizare al șantierului cuprinde toate măsurile tehnice și organizatorice pe care trebuie să le ia executantul pentru realizarea construcției respective. În cadrul acestui proiect se fixează amplasamentul tuturor construcțiilor auxiliare (baracamente, magazii, depozite, instalații de forță, lumină, apă, drumuri de șantier etc.), necesarul de forță de muncă, materiale utilaje, precum și metodele de lucru care se vor aplica la realizarea construcțiilor de bază. În proiectul de organizare al șantierului, atît construcția de bază cît și cele auxiliare sînt reprezentate în general numai prin conturul lor.

Proiectul de execuție cuprinde toate datele referitoare la executarea tuturor elementelor construcției, inclusiv planul de amenajare al terenului și de trasare a construcției, respectiv a gropii de fundație.

Prima operație cu care începe executarea unei construcții este amenajarea terenului și a platformei de lucru pe amplasamentul construcției.

Amenajarea terenului și a platformei de lucru constă în aplanarea suprafeței terenului, prin înlăturarea vegetației, defrișări, nivelări, precum și asigurarea scurgerii apelor de suprafață. Terenul se va amenaja pe o suprafață care depășește conturul săpăturilor proiectate, astfel încît lucrările de săpare, de manevrare și depozitare a pămîntului să nu fie împiedicate și să fie posibilă instalarea și funcționarea diverselor utilaje pentru executarea săpăturilor, a fundațiilor și a construcției. De asemenea, se vor deplasa sau îndepărta toate instalațiile de suprafață existente care ar împiedica executarea săpăturilor (stîlpi telefonici, stîlpi electrici etc.).

În cazul cînd relieful regiunii condiționează scurgerea apelor superficiale de suprafață către terenul pe care se execută lucrările, aceste ape se abat prin șanțuri de gardă, fiind conduse și evacuate în afara conturului săpăturii. În loessuri, în pămînturi macroporice, în nisipuri, balasturi sau nisipuri argiloase, unde apa care se infiltrează dăunează stabilității terasamentelor, șanțurile trebuie să fie consolidate prin impermeabilizarea fețelor (prin brăzduire sau pereerea cu piatră brută, sau bolovani).

După aceste operații de amenajare a terenului și a platformei de lucru, urmează operațiile de trasare pe teren a conturului construcției și a gropii de fundație.

12.2. TRASAREA PE TEREN A CONSTRUCȚIEI

Prin trasare se înțeleg operațiile de fixare pe teren a formei și a dimensiunilor exacte în plan, ale construcției ce urmează a se executa. Lucrările de trasare constau în următoarele :
— fixarea pe teren a reperelor la care se vor raporta elementele construcției, atît în plan cît și în elevație ;
— trasarea pe teren a axelor principale ale construcției ;
— trasarea pe teren a conturului gropilor de fundații.

Aceste operații se fac pe baza planului general de situație, a planului de trasare și a planului fundațiilor, piese pe care le conține proiectul de execuție al construcției respective.

Cînd construcția este simplă din punct de vedere al trasării, planul de trasare poate lipsi, trasarea făcîndu-se numai pe baza planului general de situație și a planului fundațiilor.

Fixarea pe teren a reperelor. Proiectul de execuție trebuie să raporteze atît axele construcției cît și cota 0,00 (de obicei nivelul pardoselii parterului), față de anumite repere fixe din terenul înconjurător, pentru a exista posibilitatea de a verifica atît axele cît și dimensiunile construcției ori de cîte ori este nevoie. Aceste repere se pot fixa pe obiecte existente, care reprezintă maximum de garanție din punct de vedere al stabilității lor, cum ar fi : soclul unei construcții masive, cantoane de șosea sau cale ferată, borne etc. Cînd pe teren nu se găsesc obiecte la care să se poată raporta elementele construcției, se confecționează și se fixează în teren repere proprii. Acestea pot fi din lemn carbolinizat, prefabricate din beton simplu sau beton armat, sau elemente turnate la fața locului din beton simplu. Fiecare reper este prevăzut cu un cui sau cu un bulon de scelment în cazul celor de beton, capul acestora reprezentînd cota de nivel a reperului. La lucrări importante cotele de nivel se raportează la rețeaua de triangulație existentă în zona respectivă.

Trasarea pe teren a axelor și a conturului construcției. Avînd fixate reperele atît pe planul de trasare cît și în teren precum și raportarea axelor construcției față de aceste repere, se procedează la trasarea axelor principale și secundare și a conturului construcției pe teren. La lucrări mai importante, pe suprafețe mari și în terenuri accidentate, executarea trasărilor se face cu instrumente de precizie ca : teodolit, nivelă, teodolit tachimetric etc. La lucrări de mai mică importanță, dacă nu se dispune de instrumente de precizie, se pot utiliza pentru trasare un echer dreptunghi din scînduri, cu catetele de 3 și 4 m, iar ipotenuza de 5 m lungime, cîțiva țăruși de pichetare și sîrme.

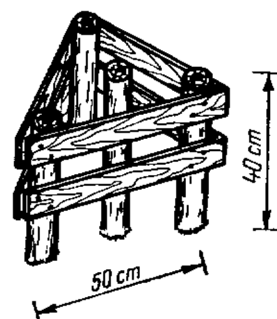


Fig. 12.1. Apărătoare de țăruș.

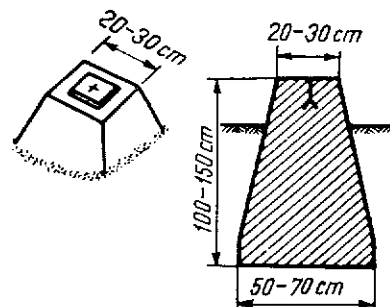


Fig. 12.2. Bornă din beton.

Axele construcției se materializează prin țăruși de lemn cu lungime de 60—80 cm, care se bat în pămînt. În capul țărușului se bate un cui cu floare, care marchează exact punctul considerat. Țărușul se apără cu o apărătoare de lemn (fig. 12.1), pentru ca să nu fie deplasat de muncitori sau vehicule în timpul lucrului.

La construcții importante cum ar fi blocuri mari de locuințe, hale industriale, poduri etc., axele se materializează prin borne de beton turnate la fața locului (fig. 12.2). Aceste borne sînt paralelipipedice sau în formă de trunchi de piramidă și au la partea superioară o plăcuță metalică din tablă de 3—5 mm, pe care se imprimă o cruce, care marchează punctul respectiv.

Trasarea gropilor de fundații. Gropile de fundații se fac cu scopul de a putea așeza zidăria sau betonul fundațiilor, la cota de fundare indicată de proiectul de execuție. Cînd cota de fundare se află la o adîncime mai mare, respectiv construcția se dezvoltă și sub nivelul terenului, se impune executarea unei gropi generale de fundație, sub toată construcția. Pe adîncime, această săpătură generală se poate face pînă la cota de fundare (în cazul unei fundații radier general) sau opri mai sus, cota de fundare atingîndu-se prin gropi izolate sau șanțuri (în cazul unei construcții cu subsol, pe fundații izolate sau grinzi). Incinta gropii de fundație în acest

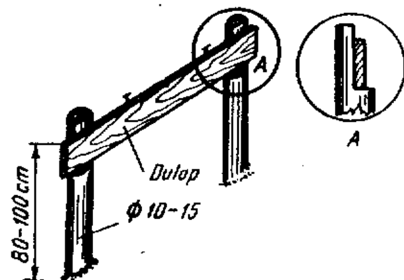


Fig. 12.3. Martor din lemn.

caz, va urmări în general forma în plan a construcției. Cînd cota de fundare este la o adîncime mai mică, săpătura pentru fundații se execută în general sub formă de șanțuri sau gropi izolate.

Trasarea conturului gropii sau a marginilor șanțurilor pentru fundații se face pe baza planului de săpătură, sau cînd acesta lipsește, pe baza planului de fundații. În planul de săpătură se prevăd pentru gropile de fundații și șanțuri, dimensiuni identice cu dimensiunile fundațiilor, sau în unele cazuri dimensiuni ceva mai mari decît ale acestora. Acest lucru este impus de asigurarea unui spațiu necesar executării unor lucrări accesorii cum ar fi : sprijiniri, lucrări de hidroizolație etc.

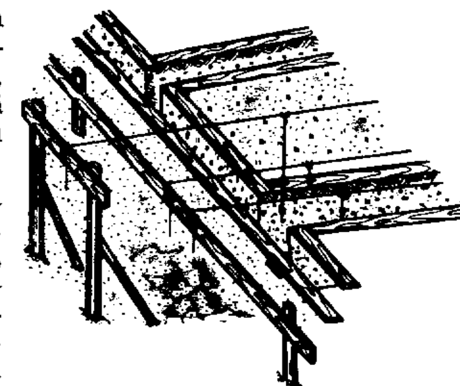


Fig. 12.4. Trasarea cu ajutorul martorilor și a firului cu plumb.

Materializarea pe teren a conturului gropii de fundație se realizează cu ajutorul martorilor. Martorii sînt alcătuiți din cîte doi țăruși din lemn rotund de cca 1,5 m lungime și 10—15 cm diametru (fig. 12.3).

Părțile superioare a celor doi țăruși se chertează, unindu-se printr-un dulap orizontal, așezat la o înălțime de cca 80—100 cm față de nivelul terenului. Pe partea superioară a dulapului se bat cuie, sau se fac crestături, care corespund marginilor gropii de fundație, sau a fundației propriu zise. Martorii se așază în afara incintei săpăturii, astfel încît întinzînd o sfoară sau sîrmă de la un martor la altul prin dreptul cuielor sau crestăturilor de pe dulapul orizontal, se obține o dreaptă situată într-un plan vertical ce trece prin una din muchiile gropii de fundație sau a fundației. Deoarece sforile sau sîrmele, care marchează conturul săpăturii, se găsesc la o oarecare înălțime față de nivelul terenului (fig. 12.4), pentru a putea executa săpătura, trebuie să se facă transpunerea conturului săpăturii pe suprafața terenului. Această operație se face prin coborîrea punctelor caracteristice pe suprafața terenului cu ajutorul firului cu plumb.

Marcarea pe suprafața terenului a conturului săpăturii (a gropii de fundație) se face cu dulapi fixați cu ajutorul unor țăruși.

12.3. EXECUTAREA SĂPĂTURILOR

12.3.1. GENERALITĂȚI

După marcarea pe teren a conturului gropilor de fundații, urmează executarea săpăturilor care se face cu diverse metode ale tehnologiei executării lucrărilor de construcții.

La executarea săpăturilor se va urmări : planul săpăturilor, planul fundaţiilor precum şi planul de gospodărire subterană al amplasamentului. Planul de gospodărire subterană trebuie să fie pus la dispoziţia constructorului de către beneficiarul lucrării, în el fiind marcate eventualele instalaţii subterane (cabluri electrice, cabluri telefonice, conducte de apă etc.).

Gropile de fundaţii se vor executa de la început cu dimensiunile în plan definitive, deoarece o mărire a acestor dimensiuni în timpul lucrului, este foarte anevoioasă.

În adîncime gropile de fundaţii pentru fundaţiile directe, se sapă pînă la cota indicată de proiectul de execuţie. În cazul cînd turnarea betonului în fundaţii nu se poate face imediat după executarea săpăturii, săpătura va fi oprită la o cotă mai ridicată decît cota de fundare, urmînd ca acest ultim strat să fie săpat numai înainte de executarea fundaţiilor. Acest lucru este necesar pentru a împiedica modificarea caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului de sub talpa fundaţiilor, datorită influenţei factorilor atmosferici externi, pe durata efectuării pregătirilor pentru turnarea fundaţiilor. Cota de oprire a săpăturii este în funcţie de natura terenului şi de anotimpul în care se execută lucrarea.

Dacă săpătura se execută pe timp de iarnă (cu temperaturi scăzute), cota de oprire a săpăturii trebuie să fie mai sus decît cota de fundare indicată în proiect, cu cel puţin adîncimea de îngheţ, asigurîndu-se astfel protejarea împotriva îngheţului a terenului de sub talpa fundaţiilor. Excepţie de la această regulă fac numai terenurile uscate, formate din piatră sau nisip mare şi terenurile stîncoase.

Dacă săpătura se execută într-un anotimp nefavorabil îngheţului, la terenurile nesensibile la acţiunea apei (terenuri stîncoase, pietrişuri etc.), nu mai este necesară oprirea săpăturii la o cotă de nivel mai ridicată decît cea indicată de proiect. În nisipuri şi în general în pămînturile argiloase, săpătura se va opri mai sus decît cota de fundare indicată în proiect astfel :

— cu 0,10—0,15 m, în cazul nisipurilor fine ;
— cu 0,15—0,25 m, în cazul terenurilor argiloase ;
— cu 0,25—0,50 m, în cazul loessurilor.

Operaţia de săpare a ultimului strat, pentru aducerea săpăturii la cota indicată de proiect, va fi urmată de pregătirea fundului gropilor prin nivelare şi curăţire, trecîndu-se apoi la turnarea betonului în fundaţii.

Nivelarea constă în săparea proeminenţelor şi nu prin astuparea cu pămînt a depresiunilor. Curăţirea constă în îndepărtarea pămîntului înmuiat şi a corpurilor străine (noroi, resturi de lemnărie etc.). În cazul fundării pe stîncă se curăţă suprafaţa acesteia de resturile alterate şi apoi se spală cu apă.

Dacă pe fundul gropilor apar goluri în pămînt care coboară sub cota de fundare (care pot proveni din crăpături în teren, straturi antrenate de apă etc.), acestea vor fi umplute, după un prealabil studiu şi măsuri luate de către constructor împreună cu proiectantul şi beneficiarul lucrării.

În cazul cînd terenul din fundul gropilor este sensibil la umezire şi se produce o umezire superficială datorită unor precipitaţii atmosferice neprevăzute, acesta trebuie compactat prin baterea cu maiul a unui strat de pietriş, piatră spartă sau nisip grăunţos, de circa 10 cm grosime, baterea făcîndu-se pînă cînd întregul strat a pătruns în pămîntul din fundul gropilor.

Înainte de începerea executării fundaţiilor, după ce săpăturile au fost terminate şi gropile pregătite pentru turnarea betonului, se efectuează recepţia acestora.

Cu această ocazie proiectantul şi executantul lucrării cercetează atent natura şi starea fizică a terenului de la nivelul cotei de fundare, precum şi faptul dacă cotele de nivel şi dimensiunile în plan ale gropilor de fundaţii, sînt conform proiectului de execuţie. Concluziile rezultate se înscriu într-un proces verbal, în caietul de şantier.

12.3.2. CLASIFICAREA SĂPĂTURILOR

Săpăturile se pot clasifica astfel :

a) Din punct de vedere al utilizării sprijinirilor :
— săpături cu pereţii nesprijiniţi ;
— săpături cu pereţii sprijiniţi.

b) În funcţie de lăţimea săpăturilor :
— săpături în spaţii largi peste 2,50 m ;
— săpături în spaţii înguste între 1 şi 2,50 m ;
— săpături în spaţii foarte înguste sub 1 m.

c) După greutatea întîmpinată la săpare :
— săpături în teren slab (nisip, pămînt vegetal) ;
— săpături în teren mijlociu (nisip îndesat, pietriş mărunt, argilă nisipoasă, loess umed etc.) ;
— săpături în teren tare (argilă grasă, loess uscat etc.) ;
— săpături în terenuri foarte tari (argilă compactă, marnă compactă, loess compact întărit, pămînt îngheţat etc.).

d) După modul de execuţie :
— săpături manuale ;
— săpături mecanizate ;
— săpături prin explozie.

În cele ce urmează se va analiza problema utilizării sprijinirilor la lucrările de săpătură pentru fundaţii, celelalte aspecte (menţionate la punctele *b*, *c*) şi *d*) rămînînd pe seama cursului de tehnologia executării construcţiilor.

12.3.3. SĂPĂTURI CU PEREŢII NESPRIJINIŢI

Săpăturile nesprijinite se pot executa cu pereţi verticali şi în taluz (fig. 12.5, *a*, *b*).

Săpăturile cu pereţi verticali nesprijiniţi se pot executa numai în pămînturi coezive şi pe o adîncime relativ mică. Pămînturile coezive în ipoteza unui unghi de frecare interioară $\Phi=0$, işi păstrează stabilitatea sub formă de perete vertical pentru o adîncime teoretică dată de relaţia :

$$z_0=\frac{4c}{\gamma_a}, \tag{12.1}$$

unde :

c este coeziunea specifică a pămîntului ;

γ_a — greutatea specifică aparentă a pămîntului.

Aplicînd un coeficient de siguranţă $\eta=2$, rezultă înălţimea admisă a săpăturii cu pereţii verticali :

$$h=\frac{z_0}{\eta}=\frac{2c}{\gamma_a}. \tag{12.2}$$

Pentru a se putea efectua săpături verticale fără sprijiniri, trebuie ca umiditatea naturală a pămîntului să fie redusă, adică fundul gropii sau a şanţului să se găsească deasupra nivelului apelor subterane, iar timpul în care săpătura rămîne deschisă să fie scurt. În practică, adîncimea acestor săpături poate fi de maxim 2,00 m, chiar şi-n cazul terenurilor tari şi foarte tari.

Executarea săpăturilor nesprijinite, cu pereţi în taluz, se poate face în orice fel de teren dacă există următoarele condiţii :

— pămîntul are o umiditate naturală (12%—18%) şi se asigură condiţiile ca ea să nu crească ;

— săpătura de fundaţie nu stă deschisă mult timp ;

— panta taluzului săpăturii definită prin tangenta unghiului de înclinare faţă de orizontală ($\text{tg}\,\beta=h/l$) nu depăşeşte valorile maxime admise. (tabela 12.1).

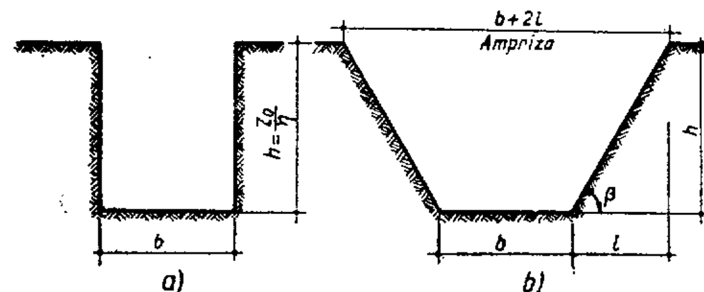


Fig. 12.5. Săpături nesprijinite :
a — cu pereţi verticali; *b* — cu pereţi în taluz.

Tabela 12.1

Pantele admise ale taluzurilor la săpături nesprijinite

Nr. crt.	Denumirea pămînturilor	Panta (h/l) taluzurilor pentru lăţimea fundului săpăturii $b\geq 3$m cînd adîncimea săpăturii este		$b<3$m	
		$h<5$m	$h\geq 5$m	$h<3$m	$h\geq 3$m
1	Pămînt de umplutură nisip, balast	1 : 1,25	1 : 1,50	1 : 1,25	1 : 1,25
2	Pămînt nisipos	1 : 0,67	1 : 1,00	1 : 0,67	1 : 1,00
3	Pămînt argilos	1 : 0,50	1 : 0,50	1 : 0,67	1 : 0,75
4	Argilă	1 : 0,35	1 : 0,67	1 : 0,50	1 : 0,67
5	Loess	1 : 0,50	1 : 0,75	1 : 0,50	1 : 0,75
6	Şist compact	1 : 0,10	1 : 0,10	1 : 0,10	1 : 0,25

La fixarea pantei taluzului se ţine seama şi de anotimpul în care se execută lucrarea, avînd în vedere efectul agenţilor atmosferici exteriori asupra stabilităţii taluzului.

De asemenea, dacă săpătura stă deschisă timp îndelungat, panta taluzului va fi de maxim 1 : 1 pentru orice adîncime şi lăţime a gropii de fundaţie şi pentru orice fel de teren, cu excepţia terenurilor stîncoase.

Săpăturile în taluz se aplică pentru suprafeţe de fundaţii şi adîncimi de fundare mari. Înălţimea taluzului se eşalonează de regulă prin banchete orizontale cu lăţimi de 0,80—1,00 m şi cu intervale între ele pe verticală de maximum 2,00 m (fig. 12.6).

Săpăturile nesprijinite, cu pereţii în taluz, elimină sprijinirile, însă volumul de săpătură este mult mai mare decît în cazul folosirii sprijinirilor. Acest lucru face ca adoptarea acestei soluţii să se facă numai pe baza unui calcul tehnico-economic comparativ.

Pentru a nu periclita stabilitatea pereţilor săpăturilor nesprijinite, atît la cele cu pereţi verticali cît şi la cele în taluz, este interzisă depozitarea pămîntului evacuat la o distanţă mai mică decît 0,50 m de la marginea superioară a săpăturii, iar a materialelor la o distanţă mai mică decît 2,00 m.

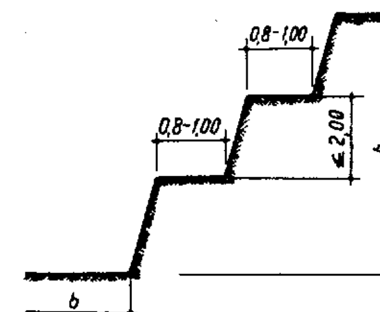


Fig. 12.6. Săpătură în taluz cu banchete orizontale.

12.3.4. SĂPĂTURI CU PEREŢII SPRIJINIŢI

Sprijinirea pereţilor unor săpături pentru fundaţii se impune, în general, atunci cînd adîncimea acestora este mare, iar săparea în taluz cu o pantă mai mică decît valorile maxime admisibile (tabelul 12.1) nu este posibilă.

Executarea unor săpături adînci, cu pereți verticali sau în taluz a cărui pantă depășește pe cea admisibilă, apare în practică destul de frecvent. Astfel, cînd se execută o săpătură sub nivelul apelor subterane, se va căuta reducerea pe cît posibil a volumului gropii de fundație, pentru a nu avea epuismente prea mari de făcut.

În orașe, la executarea lucrărilor edilitare (canalizări, alimentări), al căror specific este adîncimea mare, nu se pot executa săpături în taluz cu pante admisibile, din cauză că rezultă o ampriză prea mare, iar suprafețele destinate acestor săpături sînt în general limitate, datorită zonelor construite și amenajate (clădiri, străzi etc.).

De asemenea, și unele lucrări civile în orașe, care au cote de fundare adînci, impun efectuarea săpăturilor cu pereți verticali sau taluzuri foarte abrupte, pentru a nu reduce spațiul destinat lucrărilor de organizare a șantierului.

În general, în toate aceste situații se practică săpături cu pereți verticali, a căror stabilitate se asigură cu ajutorul sprijinirilor.

Sprijinirile se pot clasifica în două grupe mari :

— sprijiniri obișnuite, executate din dulapi, lemn ecarisat și rotund, sau chiar din elemente prefabricate din beton și metal ;

— sprijiniri cu palplanșe utilizate în cazuri speciale, la săpături adînci, precum și atunci cînd săpătura se execută sub nivelul freatic și există pericolul de infiltrație sau inundare.

După modul de execuție, sprijinirile obișnuite se împart în :

— sprijiniri orizontale ;

— sprijiniri verticale.

Sprijinirile orizontale se folosesc în cazul pămînturilor argiloase suficient de consistente, al pietrișurilor și al nisipurilor îndesate care au o oarecare cimentare, în care săpătura se poate menține un timp scurt nesprijinită pe o înălțime cel puțin egală cu lățimea dulapilor utilizați (20—30 cm). Pe măsura înaintării săpăturii în adîncime (după ce s-a ajuns la o adîncime de circa 1 m) pereții verticali sînt sprijiniți cu dulapi orizontali așezați de-a lungul peretelui cu mici interspații între ei (fig. 12.7, *a*). Aceste interspații sînt cu atît mai mari cu cît terenul este

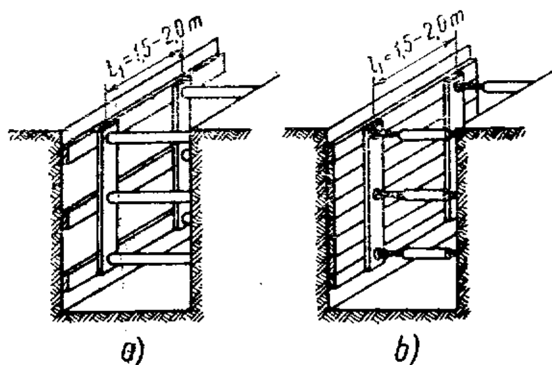


Fig. 12.7. Sprijiniri orizontale la săpături în spații înguste :
a — fixare cu șpraițuri din lemn prin împănare; *b* — fixare cu șpraițuri metalice.

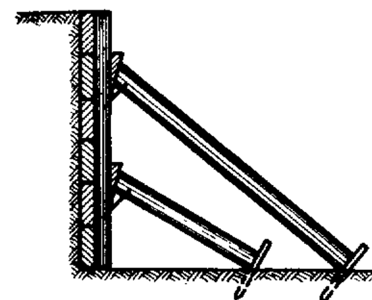


Fig. 12.8. Sprijinire orizontală cu șpraițuri înclinate.

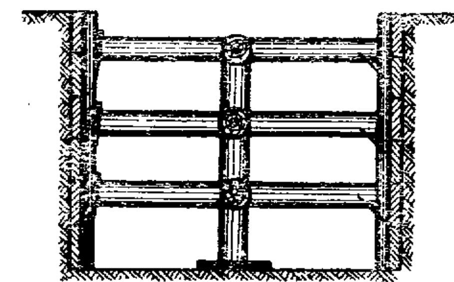


Fig. 12.9. Sprijinire orizontală cu șpraițuri orizontale contravîntuite.

mai legat (coeziune mare) și se micșorează pe măsură ce crește adîncimea, datorită măririi împingerii pămîntului cu adîncimea. La pămînturi argiloase fisurate, sau sensibile la acțiunea apei, dulapii orizontali se așază fără interspații între ei (fig. 12.7, *b*). Dulapii orizontali sînt sprijiniți prin rigle sau dulapi verticali a căror susținere este asigurată de șpraițuri orizontale, la săpături înguste, sau spraițuri înclinate la gropi de fundații mai mari (fig. 12.8).

Distanța l_1 dintre dulapii verticali este în funcție de natura și starea fizică a terenului. Pentru un teren argilos de consistență ridicată $l_1=2,0$ m, iar la consistență mai slabă $l_1=1,5$ m. Spraițurile se fac din lemn rotund, fixarea făcîndu-se cu pene din lemn tare (fig. 12.7, *a*). La executarea săpăturilor în spații înguste (fundații continue, canalizări etc.) se pot utiliza spraițuri metalice de inventar (fig. 12.7, *b*).

În cazul unei săpături cu lățime mai mare de 6 m, dacă fixarea sprijinirii se face cu șpraițuri orizontale, acestea trebuie să fie contravîntuite prin grinzi și contrafișe în plan orizontal precum și sprijinite pe verticală în dreptul nodurilor, pentru a împiedica cedarea prin flambaj, sau încovoierea sub greutate proprie (fig. 12.9).

În unele situații practice este necesar ca spațiul ocupat de sprijiniri (în special de șpraițuri) să fie cît mai redus, adică groapa de fundație să fie cît mai liberă. În acest sens se folosesc pentru sprijinire grinzi metalice (șine de cale ferată, profile laminate), care se bat în teren la distanța de 1,5—2,0 m. Pe aceste grinzi sprijină dulapii orizontali, care se fixează cu ajutorul unor pene (fig. 12.10, *a*) sau dispozitive metalice (fig. 12.10,*b*).

Datorită încastrării realizate prin batere în teren, aceste grinzi preiau împingerea pămîntului, fără a mai fi nevoie de spraițuri. În cazul săpăturilor adînci grinzile metalice se ancorează la partea superioară. La săpături cu adîncimi mai reduse, (pînă la 3—4 m) grinzile metalice pot fi înlocuite cu piloți de lemn, înfipți în fundul gropii și ancorați la partea superioară (fig. 12.11).

Sprijinirile verticale se folosesc la săpături executate în pămînturi fără coeziune sau cu coeziune slabă, în pămînturi argiloase de consistență

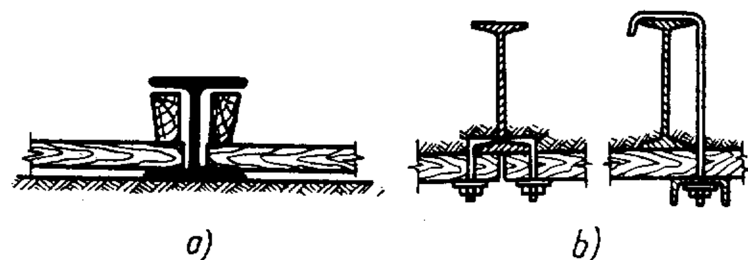


Fig. 12.10. Prinderea dulapilor orizontali de grinzile metalice: a — prindere cu pene; b — prindere cu dispozitive metalice.

redusă, precum și în cazul cînd sînt de așteptat oarecari infiltrații de apă în groapa de fundație.

Pentru executarea acestor sprijiniri, dulapii verticali, așezați alăturat, sînt introduși treptat în teren prin batere, pe măsura avansării în adîncime a săpăturii. Pentru ca pămîntul să nu se prăbușească cu ocazia adîncirii gropii de fundație, dulapii se bat înainte de a efectua săpătura, pe o adîncime de 50—60 cm. Baterea se poate face cu un berbec ușor sau cu un ciocan pneumatic, ea fiind ușurată printr-o ascuțire a capetelor inferioare a dulapilor sub formă de cuțit.

În cazul unor săpături continue în spații înguste a căror adîncime nu depășește lungimea dulapilor, sprijinirea verticală se poate executa conform detaliului din fig. 12.12, unde dulapii verticali sînt susținuți de dulapi orizontali fixați cu spraițuri.

La lățimi de săpătură mai mari, sprijinirea peretelui de dulapi verticali se face cu ajutorul unor cadre orizontale, care se montează pe măsura coborîrii peretelui, și de care se fixează fiecare dulap vertical cu ajutorul penelor (fig. 12.13).

Cadrele se fac din lemn rotund sau semiecarisat. Pe verticală cadrele se montează la distanța de 1—1,5 m, solidarizîndu-se cu rigle verticale prinse cu scoabe. Dacă dimensiunile cadrelor sînt mari, ele se contravîntuesc în plan orizontal și se susțin cu popi verticali care sprijină pe fundul gropii de fundație.

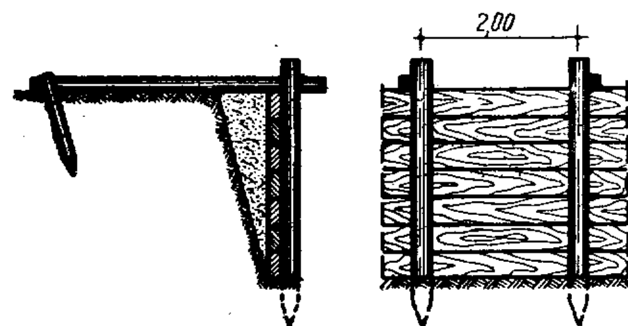


Fig. 12.11. Sprijinire orizontală cu piloți ancorați.

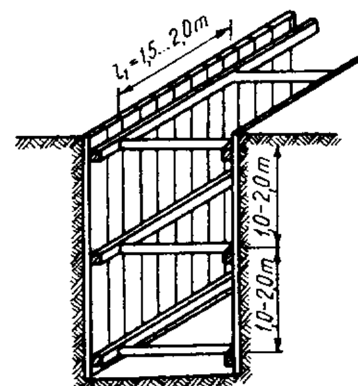


Fig. 12.12. Sprijinirea verticală cu spraițuri orizontale.

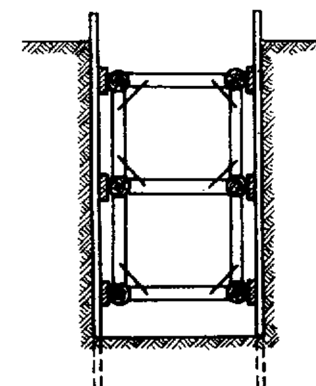
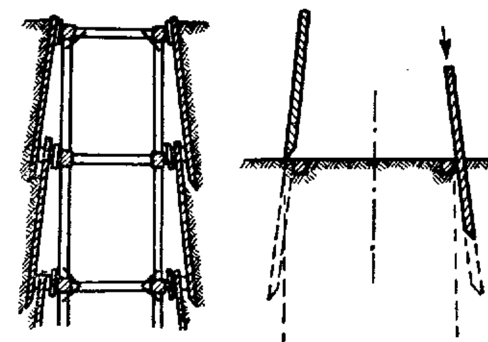


Fig. 12.13. Sprijinire verticală cu cadre orizontale.

Pentru a se putea face baterea dulapilor verticali, după ce aceștia au fost fixați de cadrele orizontale prin pene, se procedează la slăbirea penelor numai pentru dulapul care se bate, asigurîndu-se astfel tot timpul o bună sprijinire a pereților gropii de fundație.

În cazul unor săpături adînci cu pereții verticali, executate în terenuri cu presiuni mari, se utilizează metode miniere, cu dulapi verticali introduși înclinat și sprijiniți cu cadre orizontale (fig. 12.14). Se face o săpătură cu adîncime de 0,20—0,30 m pe toată suprafața; se montează primul cadru de susținere și se bate primul șir de dulapi pe întregul contur al săpăturii, dulapii avînd o oarecare înclinare față de verticală. Se sapă pămîntul pînă ce se ajunge la cca. 0,50 m deasupra vîrfului dulapilor, nivelîndu-se fundul săpăturii la această cotă și montîndu-se al doilea cadru de susținere, care se solidarizează de primul cu rigle verticale. În

Fig. 12.14. Sprijinire verticală pentru săpături adînci.



continuare se bate un nou șir de dulapi în exteriorul cadrului, tot înclinați, ghidarea lor fiind asigurată prin așezarea unor dulapi orizontali și a unor pene.

La alegerea unor soluții privind sistemul constructiv al sprijinirilor, trebuie să se aibă în vedere asigurarea unui spațiu suficient pentru executarea săpăturii, pentru introducerea cofrajelor și turnarea betonului în fundații.

12.3.5. CALCULUL SPRIJINIRILOR

Solicitări. În general, calculul sprijinirilor se impune a fi făcut numai pentru săpături de dimensiuni mari și nu pentru cele care se execută în condiții obișnuite. La săpături de dimensiuni obișnuite, materialele care se utilizează pentru executarea sprijinirilor, au dimensiuni suficient de acoperitoare. De asemenea dacă o asemenea sprijinire este suprasolicitată și începe să cedeze, acest lucru se observă prin apariția de crăpături la suprafața terenului, ceea ce permite luarea unor măsuri urgente de consolidare.

Solicitarea principală a unei sprijiniri este dată de împingerea pămîntului și eventual a apei. S-a constatat însă că în cazul unei sprijiniri, diagrama de presiuni din împingerea pămîntului nu mai are formă triunghiulară, așa cum apare la un zid de sprijin. După cum se știe ipoteza de bază pentru calculul împingerii asupra unui zid de sprijin, constă în formarea unei suprafețe plane de alunecare (ipotezele lui Coulomb), prin rotirea zidului în jurul muchiei inferioare a paramentului din față. La sprijinirea unei săpături, acest lucru nu este posibil datorită faptului că punctele de sprijinire (spraiţurile, riglele, cadrele orizontale) alcătuiesc reazeme fixe. Pe de altă parte un zid de sprijin lucrează ca un tot unitar (monolit), pe cînd o sprijinire este alcătuită din diferite elemente, care pot ceda independent, cedarea unuia creind condiții defavorabile celorlalte. De asemenea în terenul sprijinit din dreptul reazemelor fixe, datorită bateriei penelor, se crează condiții de manifestare a rezistenței pasive a terenului, iar pe porțiunile dintre aceste reazeme, terenul acționează asupra sprijinirii cu o împingere activă. Cauzele arătate mai sus justifică diagramele de presiuni redate în figura 12.15, obținute pe cale experimentală pentru diverse sprijiniri de săpături în terenuri necoezive. După cum se poate observa, în cazul sprijinirilor variația presiunii din împingerea pămîntului nu mai este liniară ca la zidurile de sprijin, ci se apropie de o variație parabolică.

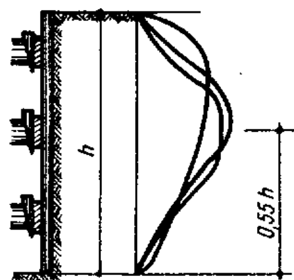


Fig. 12.15. Diagrama de presiuni stabilită experimental.

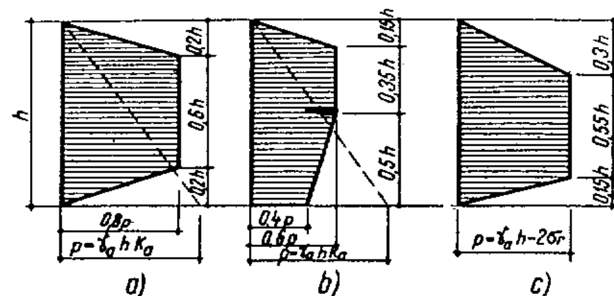


Fig. 12.16. Diagrame de presiuni folosite la calculul sprijinirilor :
a — terenuri necoezive; *b* — nisipuri afînate; *c* — terenuri coezive.

În cazul pămînturilor necoezive (cu excepția nisipurilor afînate), pentru calculul sprijinirilor se indică adoptarea unei diagrame trapezoidale (fig. 12.16, *a*), care este înfășurătoarea diagramelor stabilite experimental. Pentru nisipuri afînate se indică folosirea diagramei din figura 12.16, *b*.

Suprafața acestor diagrame este mai mare decît a celei triunghiulare (cu ordonata $p=\gamma_a h K_a$) corespunzătoare împingerii active.

În figura 12.16, *c* se reprezintă diagrama de presiuni pentru cazul pămînturilor coezive. Ordonata maximă a presiunii este :

$$p=\gamma_a h-2\sigma_r, \qquad (12.3)$$

unde σ_r este rezistența la rupere obținută prin încercarea de compresiune monoaxială, care se poate exprima în funcție de coeziunea specifică c și unghiul frecării interioare Φ, cu relația :

$$\sigma_r=2c\,\mathrm{ctg}\left(45^\circ-\frac{\Phi}{2}\right). \qquad (12.4)$$

Dimensionarea elementelor sprijinirilor. Pentru calcul, sprijinirile se descompun în elemente simple (dulapi orizontali, dulapi verticali, șpraițuri sau rigle de cadre orizontale) solicitate fiecare la o cotă parte din împingerea pămîntului. Atît dulapii orizontali, dulapii verticali, cît și riglele cadrelor orizontale se calculează la încovoiere, considerîndu-se grinzi simplu rezemate între două puncte succesive de sprijinire, deci fără a ține seama de continuitatea lor. Spraiţurile se consideră solicitate axial la compresiune.

12.3.6. MĂSURI DE TEHNICA SECURITĂȚII MUNCII LA LUCRĂRILE DE SĂPĂTURI ȘI SPRIJINIRI

La executarea lucrărilor de săpături și sprijiniri se pot produce accidente grave, atunci cînd nu se respectă măsurile de securitate a muncii, specifice fiecărei categorii de lucrări.

Înainte de începerea lucrărilor de săpături, trebuie studiat cu atenție planul de gospodărire subterană al amplasamentului, respectiv stabilite

precis pe teren traseele, natura și modul de amplasare al diverselor instalații subterane. În apropierea conductelor de gaze, trebuie să se lucreze cu grijă, fără a folosi rängi sau tîrnăcoape. În cazul în care se execută săpături în apropierea unor cabluri electrice subterane, aflate sub tensiune, lucrările se vor executa numai după ce curentul a fost oprit. Dacă acest lucru nu este posibil, sînt necesare măsuri speciale care să asigure protecția și securitatea muncitorilor săpători.

În cazul executării săpăturilor în vecinătatea sau sub nivelul fundațiilor unei construcții existente, este interzisă începerea săpăturii, înainte de efectuarea unei cercetări atente a naturii terenului și a stării fundațiilor, respectiv luarea măsurilor necesare de consolidare prin sprijinire a acestora.

Sprijinirile săpăturilor trebuie să fie executate din material sănătos, nefolosindu-se dulapi cu noduri, lemnărie putredă sau materiale de dimensiuni prea mici. Pentru a putea așeza pe spraițuri sau pe cadrele orizontale, platforme folosite cu releu la evacuarea pămîntului din săpături, este necesar a se face asigurarea acestora prin reazeme.

Deoarece pereții verticali ai gropilor de fundații suferă umflări, respectiv retrageri din cauza variațiilor de umiditate, trebuie să se controleze zilnic starea elementelor sprijinirii și să se ia măsuri imediate de consolidare, dacă se constată că unele elemente sînt pe cale să cedeze datorită suprasolicitărilor.

12.4. PALPLANȘE

12.4.1. GENERALITĂȚI

Palplanșele sînt elemente speciale de sprijinire care se folosesc în cazul unor săpături cu pereți verticali, adinci, a căror cotă coboară sub nivelul apelor subterane (sau de suprafață).

Astfel de cazuri apar frecvent la lucrările de fundații a unor construcții cum ar fi : baraje, ecluze, pile, culee etc., unde folosirea sprijinirilor obișnuite nu este suficientă.

Scopul utilizării palplanșelor la executarea fundațiilor, în aceste cazuri, constă atît în sprijinirea pereților săpăturii, cît și în crearea unei incinte etanșe în care apa nu se mai poate infiltra. În acest sens palplanșele se bat în teren pînă la un strat impermeabil, înainte de săpare, creînd pereți care închid incinta în jurul gropii de fundație. Efectuînd săpătura și evacuînd apa din groapa de fundație, se poate executa în continuare fundația la uscat.

Palplanșele se folosesc, de asemenea, la crearea batardourilor, care izolează groapa de fundație, atunci cînd fundațiile se execută în albia rîurilor sau fluviilor.

În afară de aceste lucrări, unde folosirea palplanșelor are caracter provizoriu (după terminare se recuperează), palplanșele se pot folosi și ca elemente definitive în construcții cum ar fi : ecrane de impermeabilizare sub construcții hidrotehnice, asigurarea stabilității zidurilor de sprijin, cheiuri etc.

Palplanșele pot fi executate din lemn, metal sau beton armat. Alegerea tipului de palplanșe pentru utilizare la o anumită lucrare, depinde de natura lucrării și de mărimea solicitărilor.

12.4.2. PALPLANȘE DIN LEMN

Palplanșele din lemn se confecționează din lemn ecarisat special, de 8—20 cm grosime și mai rar din lemn rotund sau semirotund. Pe șantier, în lipsă de lemn ecarisat special se pot executa palplanșe din scînduri sau dulapi bătuți în cuie. Palplanșele din lemn se folosesc în general pentru închiderea unor incinte mai mici și la adîncimi mai reduse, cel mult pînă la 8,00 m. Grosimea palplanșelor depinde de lungimea lor și de consistența terenului în care se bat. În tabela 12.2. sînt date informativ dimensiunile uzuale ale palplanșelor din lemn.

Tabela 12.2

Dimensiunile uzuale ale palplanșelor din lemn.

Lungimea [m]	2–3	3–5	5–7	7–9	9–10
Grosimea [cm]	5	7–10	10–15	15–18	18–20

Pentru a se putea realiza o bună etanșeitate a pereților de palplanșe, fețele de contact ale acestora se prelucrează în formă de triunghi (dințari), nuturi laterale (falțuri) sau lamb și uluc (fig. 12.17, *a*, *b*, *c*). Cea mai bună etanșeitate a pereților se obține folosind palplanșe cu lamb și uluc, care se pot confecționa prin prelucrare sau din dulapi bătuți în cuie (fig. 12.17, *d*).

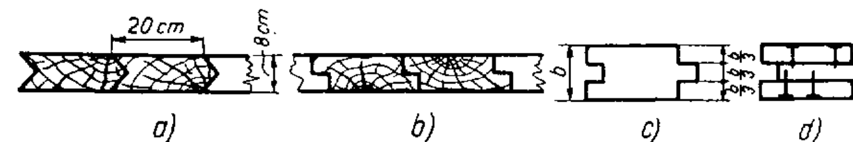


Fig. 12.17. Planșe din lemn :
a — formă de triunghi; *b* — nut lateral; *c* — lamb și uluc prin ecarisare; *d* — lamb și uluc din elemente compuse.

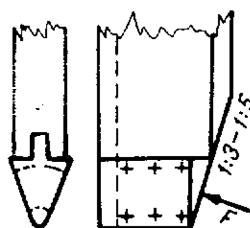


Fig. 12.18. Prelucrarea vîrfului palplanşelor din lemn.

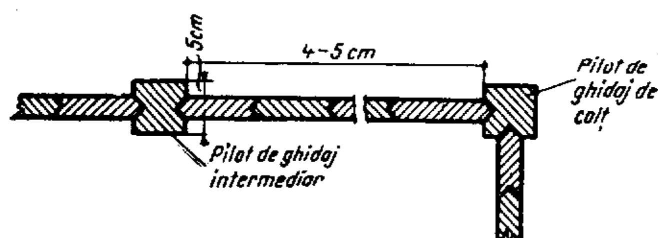


Fig. 12.19. Rigidizarea pereţilor de palplanşe din lemn.

Vîrful palplanşei se ascute în aşa fel ca, în decursul baterii aceasta să fie presată spre palplanşa vecină, sporind astfel etanşeitatea pereţilor (fig. 12.18).

În terenuri mai tari, vîrful palplanşelor se protejează cu sabot metalic. De asemenea, capul palplanşei se încercuieşte cu un inel metalic din tablă de 4—6 mm, pentru a nu fi distrus de către berbec în timpul baterii.

Rigidizarea pereţilor de palplanşe se realizează cu ajutorul unor piloţi de colţ, iar dacă lungimea peretelui este mare, se dispun şi piloţi intermediari, la distanţe de 4—5 m. Una din palplanşele vecine cu piloţii de rigidizare are profil special (triunghi la ambele capete fig. 12.19).

Baterea palplanşelor din lemn se face cu ajutorul sonetelor de tip uşor (greutatea berbecului de cca. 200 daN), cu ciocane pneumatice sau prin vibrare. Realizarea unui perete începe cu baterea piloţilor de colţ şi intermediari de rigidizare, pe care se montează cleştii pentru ghidarea palplanşelor în timpul baterii (fig. 12.20). În spaţiul dintre cleşti, care este mai mare decît grosimea palplanşei cu circa 1 cm, se înşiră palplanşele care se bat pe lungimea unui panou (distanţa dintre doi piloţi).

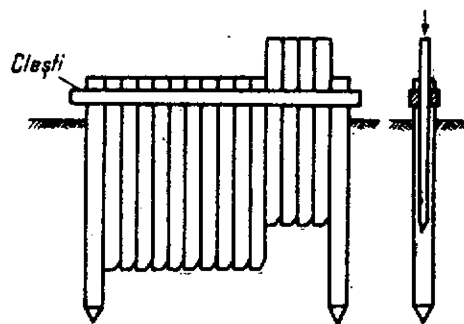


Fig. 12.20. Ghidarea planşelor din lemn în timpul baterii.

Palplanşele se bat în teren cîte una sau cîte două, prinse între ele. Baterea primei palplanşe sau a primei perechi de palplanşe nu se face la început pînă la cotă, ci se bat pe rînd toate palplanşele dintr-un panou în etape de 0,5—1,0 m.

12.4.3. PALPLANŞE METALICE

Palplanşele metalice se folosesc la sprijinirea unor săpături cu înălţime mare, a căror cotă coboară sub nivelul apelor subterane, precum şi la lucrări maritime şi fluviale. Rezistenţa la încovoiere a palplanşelor metalice este mare, iar pereţii realizaţi din aceste palplanşe au etanşeitate mai bună decît cei alcătuiţi din palplanşe de lemn. Principalele avantaje ale palplanşelor metalice sînt :

— fiind elemente cu secţiune redusă şi rezistenţă mare se pot bate şi în terenuri compacte ;

— au rezistenţă la încovoiere mare şi ca atare se pot sprijini cu ajutorul lor înălţimi mari de pămînt, fără alte sprijiniri intermediare ;

— pereţii din palplanşe metalice sînt foarte etanşi, datorită tipurilor speciale de îmbinări între palplanşe ;

— au o durată mare de serviciu, putînd fi recuperate integral şi reutilizate de mai multe ori ;

— avînd lungimi mari (20—25 m), permit crearea unor incinte cu adîncimi mari, care uneori înlocuiesc alte sisteme de executare a săpăturilor adînci mai costisitoare (de exemplu chesoane cu aer comprimat).

Palplanşele metalice se confecţionează din oţeluri speciale, rezistente la acţiunea apei şi puţin casante.

Pentru ca pereţii de palplanşe metalice să aibă o rezistenţă cît mai mare la încovoiere, forma acestora este ondulată, ondulare care se obţine prin însăşi profilul palplanşelor. Modul de alcătuire al pereţilor şi profilurile palplanşelor metalice, utilizate mai frecvent la lucrările de săpături pentru fundaţii, sînt prezentate în figura 12.21.

În figura 12.22 se prezintă cîteva profiluri de palplanşe metalice utilizate la lucrările de canalizare, unde lăţimea săpăturilor este mult mai mică decît adîncimea (palplanşe de canal).

Etanşeitatea pereţilor în locul îmbinărilor dintre palplanşe se măreşte prin turnarea de bitum topit în timpul baterii, sau după batere. Curburile continue a pereţilor se realizează prin intermediul pieselor de îmbinare pe care le are fiecare palplanşă, iar schimbările bruşte de direcţie,

Fig. 12.21. Palplanşe metalice :
a — cu profil U; *b* — cu profil S; *c* — cu profil Z.



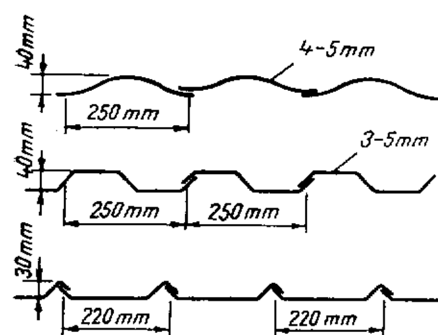


Fig. 12.22. Palplanșe metalice de canal.

cu ajutorul unor palplanșe de colț, care sînt forme special laminate, sau confecționate pe șantier prin sudură.

Utilizarea rațională și eficientă a diferitelor tipuri de palplanșe metalice se poate aprecia prin indici de calitate, cum ar fi raportul dintre modul de rezistență și greutate pe metru liniar al palplanșei :

$$I_c = \frac{W}{G}\left[\frac{\text{cm}^3}{\text{daN/m}}\right]. \quad (12.5)$$

Baterea palplanșelor metalice este o operație asemănătoare baterii palplanșelor de lemn. În acest sens, se folosesc sonete cu berbeci care ajung la 800 daN, sau metode moderne ca vibrarea, vibropercuția sau vibropresarea.

Recuperarea palplanșelor metalice de la lucrările provizorii este o problemă foarte importantă. Frecarea laterală care se opune forței de extragere este mare, ceea ce face ca extragerea să fie foarte grea. Reducerea acestei forțe se poate obține prin aplicarea metodei vibrării, care constă în montarea unui vibrator pe capul palplanșei, ce funcționează concomitent cu aplicarea forței statice de extragere.

12.4.4. PALPLANȘE DIN BETON ARMAT

Palplanșele din beton armat se folosesc mai rar la construcții obișnuite cu caracter provizoriu. Ele se folosesc în general atunci cînd rămîn înglobate definitiv în construcție. Cel mai frecvent se utilizează la lucrări hidrotehnice ; ziduri de chei, estacade, regularizări etc.

Palplanșele din beton armat pot fi : prefabricate și turnate pe loc.

Palplanșele prefabricate sînt turnate în cofraje de lemn sau metalice și sînt puse în operă după perioada de întărire.

Avantajele palplanșelor din beton armat constau în faptul că sînt rezistente la acțiunea apelor, se pot executa cu secțiuni foarte rezistente și

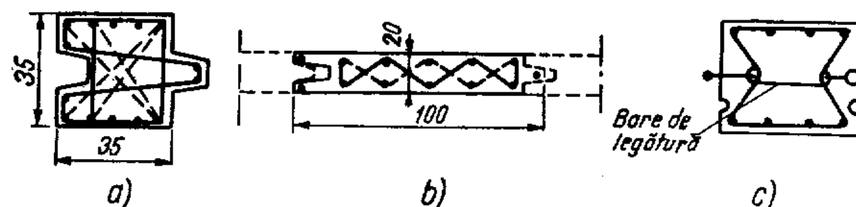
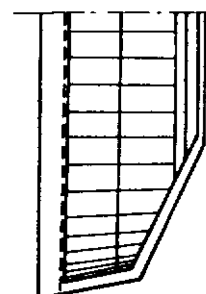


Fig. 12.23. Palplanșe prefabricate din beton armat :
a, c — de mare rezistență; *b* — de lungime redusă.


Fig. 12.24. Detaliu de vîrf al palplanșelor din beton armat.

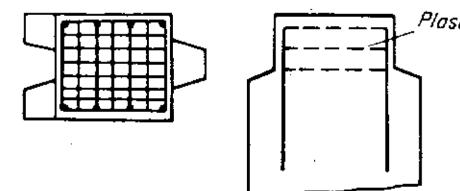


Fig. 12.25. Detaliu de cap al palplanșelor din beton armat.

se pot adopta cele mai avantajoase profile din punct de vedere al rezistenței secțiunii. În același timp, prezintă și dezavantajul că sînt elemente grele, iar introducerea în teren cere instalații complexe. Introducerea în teren se poate face prin batere cu soneta, prin vibrare, vibropercuție sau vibropresare.

Pentru a putea realiza îmbinarea palplanșelor în cadrul unui perete, în secțiune transversală profilul acestora este de regulă cu lamb și uluc (fig. 12.23).

Vîrful palplanșelor de beton armat se prelucrează asemănător celor de lemn, prin ascuțire într-o parte, spre a fi presate una lîngă alta în timpul baterii (fig. 12.24). Rezistența vîrfului ca și întregul corp al palplanșei este asigurată de armătura longitudinală și de etrieri. Pentru a nu se distruge la batere, capul palplanșei se armează cu plase așezate în mai multe rînduri, sau cu etrieri mai deși (fig. 12.25).

În timpul baterii, capul palplanșelor din beton armat se protejează cu o căciulă formată dintr-o piesă metalică, un dop de lemn și nisip sau rumeguș de lemn.

12.4.5. NOȚIUNI PRIVIND CALCULUL PALPLANȘELOR

Pentru calculul static și de dimensionare al palplanșelor trebuie să se cunoască : forțele exterioare care acționează asupra pereților de palplanșe, condițiile de rezemare, precum și caracteristicile fizice și mecanice ale straturilor de pămînt în care sînt bătute palplanșele. Forțele care acționează asupra pereților de palplanșe provin în general din presiunea activă și pasivă a pămîntului, precum și din presiunea apei.

În ce privesc condițiile de rezemare și de încărcare a palplanșelor (fig. 12.26, *a*, *b*, *c*) se disting următoarele cazuri :

— palplanșe neancorate la partea superioară (libere) și încastrate la partea inferioară în teren ;

— palplanșe ancorate la partea superioară și încastrate la partea inferioară în teren ;

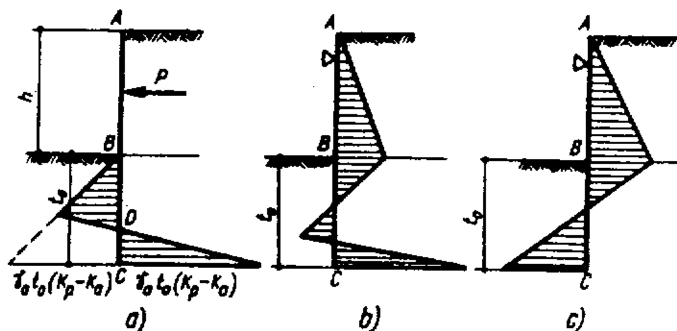


Fig. 12.26. Scheme statice de rezemare şi de încărcare a palplanşelor :
a — libere-încastrate; b — ancorate-încastrate; c — ancorate-sprijinite.

— palplanşe ancorate la partea superioară şi sprijinite la partea inferioară în teren.

Calculul static şi de dimensionare al palplanşelor constă în stabilirea adîncimii de batere necesară unei încastrări în teren care să asigure echilibrul palplanşei, precum şi în verificarea secţiunii la încovoiere. La pereţii ancoraţi se impune şi verificarea ancorajului.

Calculul palplanşelor libere la partea superioară şi încastrate la partea inferioară. Analizînd diagrama simplificată din figura 12.26, *a* se observă că sub acţiunea forţei *P*, palplanşa fiind considerată rigidă, suferă o deformaţie prin rotire în jurul unui punct *D*. Acest lucru face ca terenul pe adîncimea de batere t_0 să reacţioneze cu diferenţa dintre rezistenţa pasivă şi împingerea activă.

Pentru calcul se adoptă o diagramă de presiuni şi mai simplificată (fig. 12.27), considerînd că presiunea pe partea stîngă a peretelui variază liniar pînă la adîncime t_0, iar diagrama din dreapta (sub punctul *D*) se înlocuieşte cu o forţă concentrată *R*.

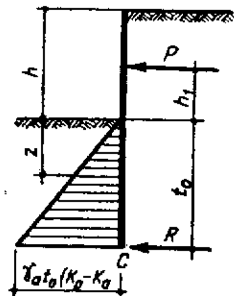


Fig. 12.27. Schema de calcul a palplanşelor libere-încastrate.

S-a constatat că această simplificare se poate face pentru calcul, cu condiţia ca adîncimea reală de batere să se ia :

$$t=(1,2—1,25)t_0.$$

Introducînd această simplificare în schema de încărcare, una din necunoscutele problemei (poziţia punctului de rotire *D*) a fost eliminată, rămînînd numai două necunoscute ; adîncimea t_0 şi mărimea rezultantei *R*. Forţa *P* este cunoscută, ea reprezentînd rezultanta împingerii din pămînt, eventual din suprasarcină şi apă, pe înălţimea *h*.

Pentru determinarea valorilor t_0 şi *R* se scriu ecuaţiile de echilibru static :

$$\sum X=0; \tag{12.6}$$

$$(\sum M)_B=0. \tag{12.7}$$

Folosind notaţiile din figura 12.27 se obţine :

$$\gamma_a (K_p-K_a)\frac{t_0^2}{2}-P-R=0, \tag{12.8}$$

$$\gamma_a (K_p-K_a)\frac{t_0^2}{2}\frac{2}{3}t_0+Ph_1-Rt_0=0, \tag{12.9}$$

sau :

$$A\frac{t_0^2}{2}-P-R=0 \tag{12.8'}$$

$$A\frac{t_0^3}{3}+Ph_1-Rt_0=0, \tag{12.9'}$$

unde :

$$A=\gamma_a (K_p-K_a).$$

Explicitînd valoarea lui *R* din relaţia (12.8′) şi înlocuind-o în (12.9′) se obţine o ecuaţie de gradul trei neomogenă :

$$At_0^3-6Pt_0-6Ph_1=0. \tag{12.10}$$

Soluţia reală a acestei ecuaţii dă mărimea adîncimii t_0, cu ajutorul căreia se poate determina adîncimea reală *t* de batere a palplanşei.

Pentru determinarea secţiunii *z* în care momentul încovoietor este maxim, se pune condiţia de anulare a forţei tăietoare :

$$T_z=P-\gamma_a (K_p-K_a)\frac{z^2}{2}=0,$$

sau :

$$P-A\frac{z^2}{2}=0,$$

$$z=\frac{2P}{A}. \tag{12.11}$$

Momentul maxim va fi :

$$M_{max}=P(h_1+z)-A\frac{z^3}{6}. \tag{12.12}$$

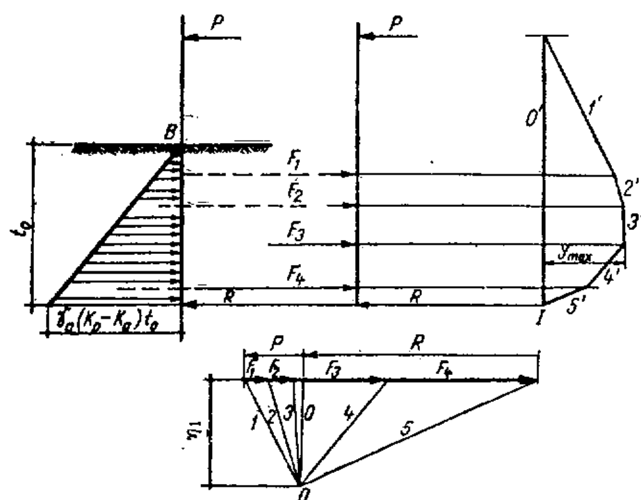


Fig. 12.28. Calculul grafic al palplanșelor libere-încastrate.

Problema se poate rezolva și grafic admițînd aceeași schemă simplificată de încărcare. Se impune de la început o valoare arbitrară pentru adîncimea t_0. Suprafața diagramei de presiune de pe înălțimea t_0 se împarte în tronsoane, înlocuind-o cu forțele concentrate F_1, F_2, F_3... corespunzătoare mărimii fiecărui tronson, și acționînd în dreptul centrului de greutate al tronsoanelor (fig. 12.28).

Cu forțele F_1, F_2... și P, care sînt cunoscute, se construiește poligonul forțelor care se închide cu valoarea forței R, rezultînd astfel valoarea acesteia. Pentru a vedea dacă mărimea forței R, astfel determinată, asigură echilibrul palplanșei și deci adîncimea t_0 a fost bine aleasă (mărimea lui R fiind în funcție de t_0), se construiește și poligonul funicular. Dacă poligonul funicular se închide pe suportul rezultantei R, adică punctul de intersecție I al primei raze vectoare $0'$ cu ultima $5'$ se găsește pe acest suport, înseamnă că adîncimea impusă t_0 este bună. Adîncimea reală de batere va fi :

$$t=(1{,}20-1{,}25)t_0.$$

Problema se rezolvă făcînd mai multe încercări, de fiecare dată mărind sau micșorînd pe t_0 impus inițial, cu o anumită cîtime.

Valoarea momentului maxim se obține luînd din poligonul funicular, corespunzător ultimei încercări, ordonata maximă y_{max} și amplificînd-o cu distanța polară η_1, adică :

$$M_{max}=\eta_1 y_{max}. \qquad (12.13)$$

12.4.6. ANCORAREA PEREȚILOR DE PALPLANȘE

Ancorarea pereților de palplanșe se realizează cu ajutorul unor elemente de ancorare, care au rolul de a prelua în condiții bune de stabilitate și rezistență, forța de ancoraj. Forța de ancorare T reprezintă o parte din împingerea pămîntului sprijinit, iar valoarea ei rezultă din calculul privind stabilirea adîncimii de batere a palplanșelor ancorate [10]. Elementele de ancorare pot fi alcătuite din plăci continue sau izolate, blocuri de beton, piloți înclinați etc., iar legătura dintre acestea și peretele de palplanșe se realizează prin intermediul unor tiranți.

În cazul ancorării cu placă continuă (fig. 12.29), rezistența pe care o opune această placă depinde de rezistența pasivă a pămîntului din fața ei. Pentru ca placa să se deplaseze datorită forței de ancoraj, prisma de pămînt cu baza LMN și înălțime unitară trebuie să fie dislocată. Pentru ca stabilitatea plăcii de ancorare să fie asigurată trebuie să fie satisfăcută relația :

$$T+\frac{\gamma_a h_1^2}{2}K_a\leqslant\frac{1}{\eta}\frac{\gamma_a h_1^2}{2}K_p, \qquad (12.14)$$

sau :

$$T\leqslant\frac{\gamma_a h_1^2}{2}\left(\frac{1}{\eta}K_p-K_a\right), \qquad (12.15)$$

unde η este un coeficient de siguranță ($\eta=1{,}3-1{,}5$).

Pentru mărirea siguranței stabilității, se recomandă ca placa de ancorare să fie plasată în afara zonei delimitate de planul limită de alunecare, corespunzător împingerii active a pămîntului asupra peretelui, suprafața terenului și peretele de palplanșe. Dacă în locul plăcii continue se folosesc plăci izolate (fig. 12.30), mărimea forței rezistente pe suprafața unei plăci va fi mai mare decît cea corespunzătoare suprafeței cu aceleași dimensiuni de pe placa continuă. Aceasta se datorește faptului că, volumul de pămînt care va fi dislocat în cazul depășirii echilibrului, va fi mai mare decît în primul caz (problema fiind spațială).

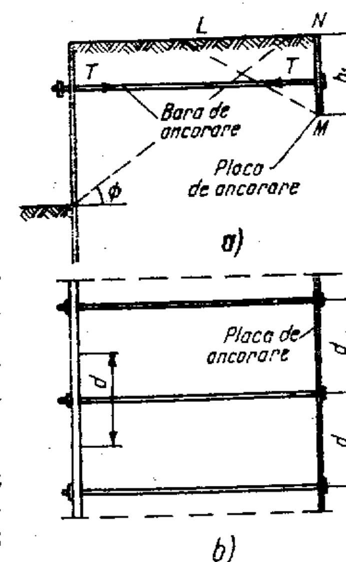


Fig. 12.29. Schema de ancorare cu placă continuă :
a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan.

În cazul ancorării cu piloți înclinați (fig 12.31), forța de ancoraj se descompune după direcțiile celor doi piloți. Pilotul *1* va

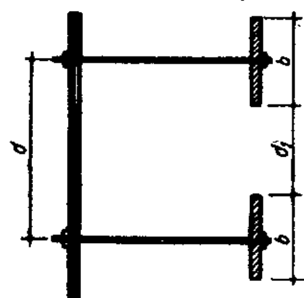


Fig. 30. Schema de ancorare cu plăci izolate.

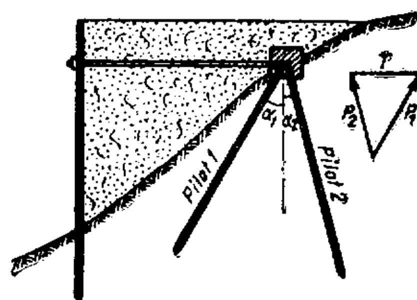


Fig. 12.31. Schema de ancorare cu piloți.

fi solicitat la forța de compresiune P_1, iar pilotul *2* la forța de smulgere P_2. Valorile acestor forțe se pot obține grafic sau analitic cu relațiile :

$$P_1 = T \frac{\cos \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)}, \quad (12.16)$$

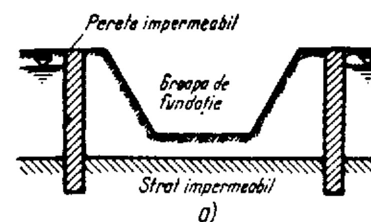
$$P_2 = -T \frac{\cos \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)}. \quad (12.17)$$

12.5. ECRANE DE IMPERMEABILIZARE

În locul palplanșelor, în special a celor de beton armat, se pot utiliza ecrane impermeabile (pereți) din argile tixotrope (bentonite). Soluțiile tixotrope de argilă au calitatea de a se prezenta ca un lichid în timpul prelucrării, putind fi amestecate și turnate la fel ca betonul.

În jurul gropii de fundație se sapă șanțuri verticale pînă la stratul impermeabil (fig. 12.32), în care se introduce soluția de argilă tixotropă (noroi bentonitic). După un anumit timp de la introducere, se schimbă starea de echilibru interior, producîndu-se fenomenul de coagulare și amestecul devine o masă de argilă impermeabilă, cu o rezistență mare la tăiere. Pereții astfel construiți nu permit infiltrarea apei în groapa de fundație, însă nu au rezistența suficientă pentru a prelua împingerea pămîntului, adică nu pot avea și rol de sprijiniri. Din această cauză săpătura pentru groapa de fundație se execută în taluz (fig. 12.32, *b*).

Șanțurile în care se introduce noroiul bentonitic se pot executa prin dragare sau cu săpătoare de șanțuri. O metodă relativ simplă dar ingenioasă pentru executarea acestor șanțuri înguste și adînci constă în folosirea unui lanț cu noduri, supus unei mișcări alternative (fig. 12.33). Execuția începe cu forarea la distanțe egale a unor puțuri netubate. În timpul forării, pentru împiedicarea prăbușirii pereților și evacuarea detritusului, se folosește noroi bentonitic introdus sub presiune. La aceste foraje



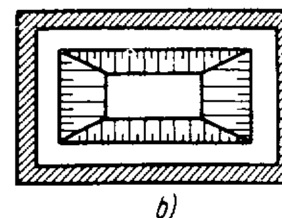


Fig. 12.32. Incintă din ecrane impermeabile :
a — secțiune transversală; *b* — vedere în plan.

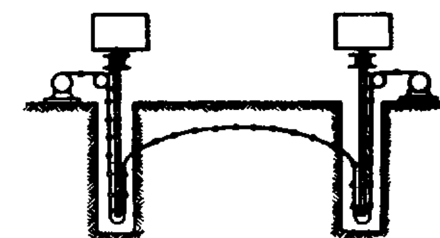


Fig. 12.33. Schița instalației folosită la executarea ecranelor impermeabile din argile tixotrope.

se introduc bare tubulare ghidate și lestate, prevăzute la partea inferioară cu cîte un scripete, peste care trece lanțul cu noduri. Lanțul este condus apoi prin intermediul a încă doi scripeți la două trolii. Printr-o mișcare alternativă, realizată cu ajutorul troliilor, lanțul cu noduri taie un șanț în teren între cele două foraje. Paralel cu executarea șanțului se introduce și noroi bentonitic sub presiune, care este antrenat și distribuit de lanț în interiorul șanțului pe toată înălțimea sa. Noroiul bentonitic fiind introdus sub presiune prin interiorul tijelor de foraj sau a barelor tubulare, pînă la partea inferioară a puțului, va produce și ridicarea la suprafață a detritusului rezultat la forare, respectiv la tăierea șanțului.

Pentru realizarea ecranelor impermeabile din noroi bentonitic cu ajutorul lanțului cu noduri, există instalații speciale la care lanțul este montat direct pe tijele utilajului de forat.

12.6. PILOȚI SECANȚI

În cazurile cînd adîncimea de fundare este mare (8—10 m), iar din lipsa de spațiu nu se poate crea o incintă prin ecrane de impermeabilizare, pentru a putea săpa groapa de fundație și executa fundația la uscat, se pot folosi pereți alcătuiți din piloți secanți. Aceștia au uneori și rol de sprijinire a malurilor săpăturii, însă se fac pentru izolarea gropii de fundație împotriva apei.

Pereții din piloții secanți au în general caracter definitiv, ei fiind în final înglobați în corpul fundației. Piloții secanți se execută prin turnarea la fața locului din beton, bentonită și uneori beton armat.

Un perete continuu impermeabil și rezistent (fig. 12.34) se obține prin intercalarea secantă a piloților de bentonită cu piloți de beton simplu, sau a celor de beton simplu cu piloți de beton armat. Așa, de exemplu,

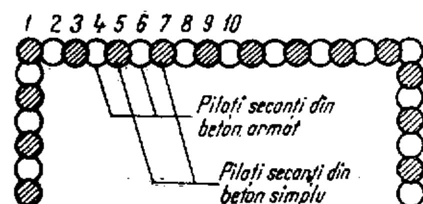


Fig. 12.34. Perete impermeabil din piloți secanți.

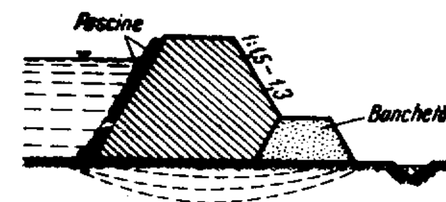
pentru realizarea peretelui din piloți secanți, schițat în figura 12.34, se forează și se execută mai întîi piloții din beton simplu *1, 3, 5*...). În interspațiile dintre ei, înainte de întărirea betonului, se forează și se execută secant secțiunii lor, piloții de beton armat *2, 4, 6*...).

Executarea unui pilot secant constă în forarea unei găuri în teren cu ajutorul unei instalații de foraj. Concomitent cu aceasta se introduce prin tija de foraj noroi bentonitic sub presiune, care ieșind la partea inferioară a forajului, antrenează și scoate la suprafață detritusul. Totodată noroiul bentonitic menține și stabilitatea pereților forajului. Noroiul bentonitic amestecat cu detritus este colectat la suprafață, unde se separă reintroducîndu-l din nou în circuit. Cînd forarea este terminată, în gaura de foraj rămîne numai noroi bentonitic, care prin fenomenul de tixotropie se transformă în gel, obținîndu-se un pilot din bentonită. Dacă piloții se fac din beton simplu sau beton armat, se procedează la o spălare cu apă curată a noroiului bentonitic, pînă cînd aceasta se fluidifică și permite introducerea coloanelor de betonare, respectiv montarea armăturii la cei de beton armat. La executarea betonării se iau toate măsurile privind turnarea betonului sub apă (v. cap. 14).

12.7. DIGURI DE PĂMÎNT

Digurile de pămînt se folosesc pentru crearea unor incinte mari, în vederea executării la uscat a fundațiilor în ape de suprafață (ape curgătoare, lacuri etc.) a unor construcții ca : hidrocentrale, cheiuri și alte lucrări portuare, baraje și deversoare, culei de poduri etc. În general, pentru construirea digurilor se caută a se folosi pe cît posibil materialele locale, dintre care cel mai indicat este argila nisipoasă. Experiența a dovedit că se pot executa diguri în condiții optime din pămînturi cu un conținut de 60—75% nisip fin, plus 40—25% argilă, amestec ce poate fi bine compactat și este suficient de impermeabil. Secțiunea transversală verticală a digurilor este trapezoidală, cu o lățime a coronamentului în jur de 1,0—2,0 m și o înclinare a taluzurilor de 1 : 1,5—1 : 3 (fig. 12.35). În ape curgătoare cu viteze mai mari de 0,1 m/sec, taluzul dinspre apă se protejează cu fascine de nuiele, cu blocuri de piatră, plăci de lemn etc.

Fig. 12.35. Dig de pămînt.



La baza taluzului opus apei se prevede o banchetă din pămînt permeabil care mărește stabilitatea digului, îndeplinind totodată și rol de filtru invers.

În ceea ce privește stabilitatea la alunecare datorită împingerii apei, aceasta este asigurată dacă forța de frecare dintre corpul digului și terenul de bază este mai mare decît rezultanta presiunii hidrostatice, adică este satisfăcută relația :

$$\frac{G_{sa}\,\mathrm{tg}\,\delta}{\dfrac{\gamma_w h_a^2}{2}} \geqslant 1{,}5, \tag{12.18}$$

unde :

G_{sa} este greutatea digului sub apă pe metru liniar ;
δ — unghiul de frecare dintre dig și terenul de bază ;
h_a — înălțimea apei ;
γ_w — greutatea specifică a apei.

Pentru a asigura stabilitatea digului este necesar ca la execuție să se asigure o bună legătură între dig și terenul de bază. În acest sens suprafața de contact se curăță de stratul superficial (nămol, pămînt roditor) și numai după aceea se începe executarea umpluturii digului, care se compactează cu mijloace mecanice. Dacă pămîntul din care se construiește digul nu este suficient de impermeabil, impermeabilitatea digului se poate asigura printr-un sîmbure de argilă, de beton sau perete de palplanșe, înglobat în corpul digului și dus în adîncime, dacă e posibil, pînă la un strat de teren impermeabil (fig. 12.36).

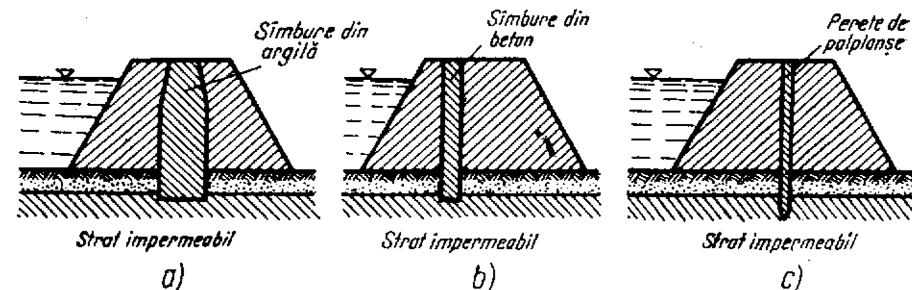


Fig. 12.36. Diguri de pămînt prevăzute cu sisteme de impermeabilizare : *a* — cu sîmbure de argilă; *b* — cu sîmbure din beton; *c* — cu perete din palplanșe.

12.8. BATARDOURI

Cînd condițiile locale nu permit executarea digurilor de pămînt (lipsă de material, adîncime, debit și viteza mare a apei) se utilizează batardourile.

Batardourile sînt construcții provizorii alcătuite din pereți simpli sau dubli de palplanșe și umpluturi de pămînt sau beton. Cele mai simple batardouri sînt alcătuite dintr-un perete simplu din palplanșe de lemn, prevăzut cu piloți de rigidizare de 1,5—2 m, avînd o umplutură de pămînt înspre apă (fig. 12.37).

Acest tip de batardou se execută pînă la înălțimi de maximum 2 m și în ape stătătoare sau cursuri de apă cu o viteză foarte mică, pentru ca umplutura să nu fie antrenată.

Soluția constructivă tipică de batardou este cea prezentată în fig. 12.38 ; aceasta este alcătuită din doi pereți de palplanșe metalice sau din lemn, încastrați la partea inferioară în teren și legați la partea superioară prin tiranți. Între pereți se introduce umplutură de pămînt (de preferință și aici argilă nisipoasă) care se compactează, sau beton.

Umplutura de pămînt sau betonul sporesc considerabil impermeabilitatea batardourilor, respectiv a incintei create cu ajutorul lor. Dimensiunile batardourilor rezultă pe baza calculului static și de dimensionare. În literatură se dau unele recomandări referitoare la stabilirea dimensiunilor batardourilor :

— pentru înălțimi mici ($h_b \leq 2,5$ m), lățimea batardoului b se ia, de obicei, egală cu înălțimea coloanei de apă h_a ;

— pentru înălțimi mai mari ($h_b > 2,5$ m), lățimea batardoului se poate reduce la : $b = 0,85\ h_a$;

— înălțimea batardoului trebuie să depășească cu cel puțin 50 cm înălțimea coloanei de apă corespunzătoare nivelului maxim.

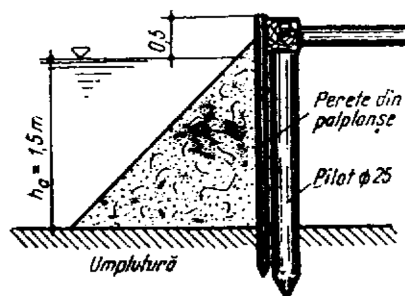


Fig. 12.37. Batardou cu un singur perete.

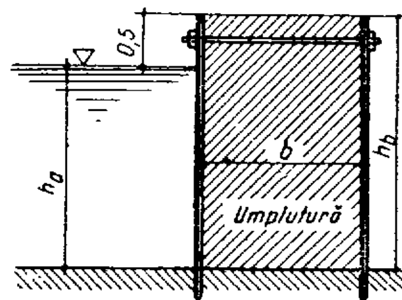


Fig. 12.38. Batardou cu doi pereți.

12.9. EVACUAREA APEI DIN INCINTA GROPII DE FUNDAȚIE

12.9.1. GENERALITĂȚI

Alegerea metodei de executare a lucrărilor de săpătură și a fundațiilor depinde, în mare măsură, de prezența apei subterane în zona amplasamentului construcției. Prezența apei îngreunează foarte mult lucrările de fundații. Atît săpăturile, cît și lucrările de betonare devin foarte complicate și costisitoare, iar lucrările de izolație nu se pot executa în prezența apei. Datorită acestor cauze este necesar să se ia măsuri fie de îndepărtare a apei, fie de izolare completă a incintei gropii de fundație. Excepție fac doar unele lucrări (în special hidrotehnice) la care proiectul de execuție indică metode de lucru sub apă.

Pentru evacuarea apei din incinta gropii de fundație, în vederea executării la uscat a fundațiilor, se folosesc două metode de principiu.

— evacuarea apei prin pompare directă din groapa de fundație ;

— evacuarea apei prin coborîrea nivelului pînzei freatice astfel ca prin crearea unei depresiuni, nivelul superior al pînzei să se găsească mai jos decît cota fundului gropii de fundație.

Ultima metodă permite executarea la uscat a unor lucrări mai pretențioase de beton și beton armat, cum ar fi radierele și pereții de ecluze, rezervoarele subterane, silozuri etc.

Se menționează că, problema evacuării se referă la apa liberă din teren, care este supusă numai acțiunii gravitației. Apa capilară dacă există, precum și apa legată fizic sînt evacuate odată cu pămîntul săpat. Apar însă unele fenomene legate de apa capilară, de care e bine să se țină seama la executarea săpăturilor.

Pămîntul care conține apa capilară este mai greu decît același pămînt uscat sau cu umiditate oarecare, ceea ce duce la creșterea rezistenței de tăiere, respectiv la o săpare mai grea. De acest spor de greutate trebuie ținut cont și la decontarea transportului care se face pe tonaj, prin efectuarea unor verificări periodice a greutății specifice aparente a pămîntului.

12.9.2. EVACUAREA APEI PRIN POMPARE DIRECTĂ

Procedeul evacuării apei prin pompare directă se poate aplica numai la pămînturi cu granulație mai mare, care formează straturi stabile. Utilizarea pompării directe în cazul nisipurilor fine, provoacă antrenarea particulelor fine, periclitînd stabilitatea generală a pămîntului din groapa de fundație și din jurul ei. De asemenea dacă stratificația terenului este mai puțin compactă, pomparea poate duce la surpări ale acestuia și a fundației datorită afuierilor.

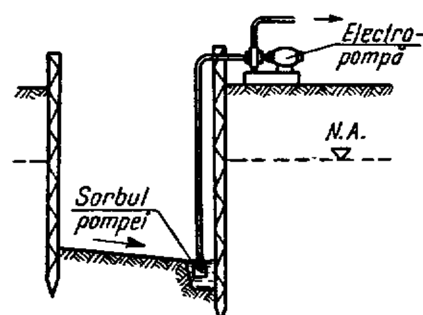


Fig. 12.39. Evacuarea apei prin pompare directă.

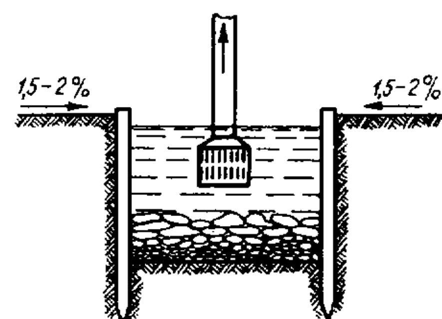


Fig. 12.40. Detaliu de puț colector.

Pentru a evacua apa din groapa de fundație, se sapă pe fundul gropii spre margini, niște puțuri colectoare de 80—100 cm diametru (respectiv laturi dacă puțurile au secțiune pătrată). Din puțurile colectoare apa se pompează cu ajutorul pompelor, evacuînd-o prin conducte de refulare în afara zonei construcției (fig. 12.39).

Amplasarea puțurilor se face în afara conturului fundației respective pentru a nu stingheri turnarea betonului în fundație. Adîncimea lor este de circa 1 m față de nivelul fundului gropii, astfel ca prin pompare, nivelul apei să coboare cu cel puțin 50 cm mai jos decît fundul gropii. Executarea acestor puțuri se face, în funcție de condițiile locale, sau pe toată adîncimea prevăzută înainte de efectuarea săpăturii pentru fundație, sau printr-o adîncire concomitentă cu săparea gropii de fundație.

Pereții puțului se sprijinesc cu palplanșe sau cu tuburi din beton pentru a evita prăbușirea, iar fundul puțului se consolidează prin căptușire cu un strat de pietriș și bolovani (fig. 12.40).

În cazul unui gradient hidraulic mare, și a unor pămînturi cu particule fine, în interiorul puțului se amenajează un filtru invers, pentru a preîntîmpina fenomenul de afuiere (fig. 12.41).

Filtrul invers se compune din cîteva strate de nisip așezate pe fundul puțului, peste care urmează strate de pietriș cu granulație din ce în ce mai mare spre exterior, care împiedică afuierea și în care se montează sorbul pompei. Apa este dirijată spre puțurile colectoare prin amenajarea fundului gropii cu pante de 1,5—2%. Uneori este mai avantajos să se asigure scurgerea spre puțuri prin canale de scurgere, care brăzdează fundul gropii și care pot trece și pe sub fundații. Aceste canale se căptușesc cu lemn, zidărie sau pot fi executate din tuburi prefabricate (ca la drenuri).

După ce puțurile, respectiv amenajarea fundului gropii, au fost făcute, în puțuri se așază sorbul și conducta de aspirație a agregatului de pompare. Pomparea se poate face cu pompe separate pentru fiecare puț, sau cu o singură pompă comună mai multor puțuri legate între ele. Alegerea

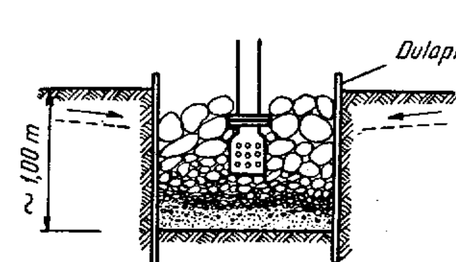


Fig. 12.41. Puț colector cu filtru invers.

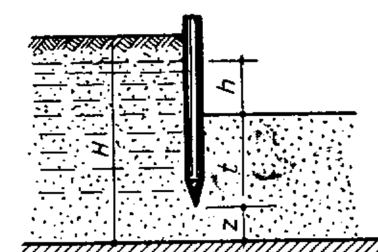


Fig. 12.42. Schema de calcul a debitului de evacuat.

pompelor se face pe baza debitului de apă necesar a fi evacuat pe oră, în același timp avîndu-se în vedere și înălțimea necesară de aspirație.

Mai jos se dă o formulă de calcul al acestui debit pentru cazul obișnuit al unui pămînt de fundație îmbibat cu apă, cînd la adîncimea H față de nivelul apei subterane se găsește un strat impermeabil (fig. 12.42).

Debitul care trebuie evacuat este dat de relația :

$$Q = chkU \ [\text{m}^3/\text{h}], \tag{12.19}$$

unde :

h este adîncimea gropii față de nivelul apelor subterane ;
k — coeficientul de permeabilitate al pămîntului, în m/h ;
U — perimetrul peretelui de palplanșe ;
c — un coeficent ce rezultă din tabela 12.3.

Tabela 12.3

Valorile coeficienților *c*.

$\frac{H}{h+t}$ \ $\frac{h+t}{H}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95
1,00	1,39	1,13	0,98	0,88	0,78	0,70	0,61	0,52	0,42	0,36
0,75	1,20	0,95	0,81	0,70	0,61	0,53	0,46	0,39	0,30	0,23
0,50	1,12	0,89	0,74	0,64	0,56	0,48	0,41	0,34	0,27	0,22
0,25	1,08	0,84	0,70	0,60	0,52	0,45	0,39	0,32	0,25	0,21
0,00	1,02	0,80	0,67	0,58	0,50	0,42	0,38	0,31	0,24	0,20

Evacuarea apei prin pompare directă are avantajul că se poate realiza cu mijloace relativ simple, care de regulă se găsesc pe șantier. Ca dezavantaj se poate menționa faptul că, procedeul nu permite ca fundul gropii să fie uscat permanent, ceea ce îngreunează munca muncitorilor și turnarea betonului în fundații. De asemenea, prin pompare directă se produce o afluență intensă a apei în groapă, ceea ce dă naștere la un gradient hidraulic mare, care poate produce afuierea pămîntului din groapa de fundație, dacă acesta nu este suficient de compact.

12.9.3. COBORÎREA NIVELULUI APELOR SUBTERANE PRIN CREAREA UNEI DEPRESIUNI A PÎNZEI FREATICE

Această metodă constă în amenajarea unei rețele de puțuri filtrante în jurul gropii de fundație (fig. 12.43), din care se pompează apa, creîndu-se o depresiune locală a pînzei freatice. Dacă numărul de puțuri, respectiv debitul necesar de pompat, sînt determinate astfel ca prin această depresiune nivelul apelor subterane să coboare sub cota săpăturii, înseamnă că atît săpătura cît și fundațiile se vor executa la uscat.

Puțurile se execută prin forare tubată cu tuburi de protecție cu diametrul de 400—450 mm. Tubul de protecție se introduce în teren prin subspălare (folosind jet de apă sub presiune), prin batere sau vibrare pînă la nivelul stabilit pentru fundul puțului. În interiorul tubului de protecție se introduce un tub filtrant de 120—200 mm diametru, făcut din tablă zincată de 2—4 mm grosime. Partea filtrantă este prevăzută cu orificii cu diametrul de circa 6 mm, pe toată lungimea sa. Suprafața tuturor orificiilor trebuie să reprezinte în jur de 40% din suprafața laterală scufundată în apă. Tubul filtrant se înfășoară într-o sită metalică de alamă sau aluminiu, cu ochiuri a căror mărime depinde de pămîntul în care se forează puțul. În interspațiul dintre cele două tuburi se introduce material drenant (pietriș), alcătuindu-se un manșon foarte permeabil în jurul părții filtrante a tubului interior (fig. 12.44).

Pe măsura introducerii materialului drenant, tubul de protecție se extrage din teren. De obicei tuburile filtrante (puțurile) se leagă mai multe împreună formînd o grupă care este deservită de o pompă.

Dacă terenurile au o permeabilitate redusă, puțurile de diametru mare (puțuri filtrante) nu dau rezultate bune și se recomandă folosirea filtrelor aciculare.

Filtrele aciculare sînt alcătuite din tronsoane de țevi cu diametru de 1,5—2″, îmbinate între ele cu mufe, care au montat la partea inferioară un element filtrant. Prin introducerea acestor filtre aciculare în teren și racordarea părților superioare la un colector absorbant (fig. 12.45) se poate realiza în mod obișnuit o coborîre a nivelului apelor subterane de 3—4 m. În plan, filtrele se așază la distanță de 1,00—1,20 m.

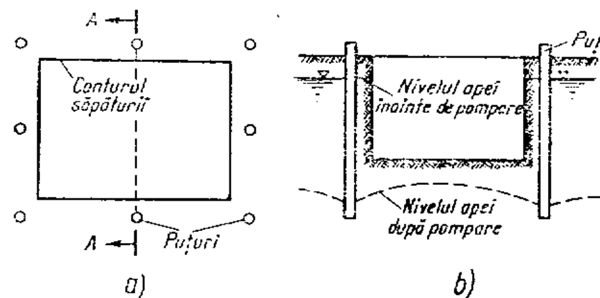


Fig. 12.43. Coborîrea nivelului apelor subterane cu ajutorul puțurilor filtrante:
a — dispunere în plan; *b* — secțiune transversală.

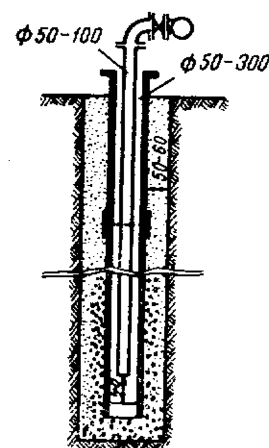


Fig. 12.44. Detaliu de puț filtrant.

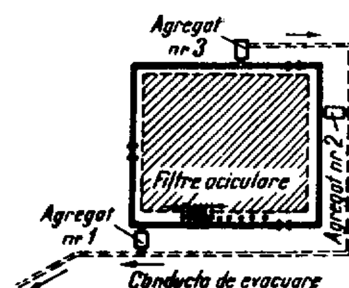


Fig. 12.45. Schema unei instalații de filtrare aciculare.

Dacă este necesară o coborîre a nivelului apelor subterane mai mare de 3—4 m, dar nu peste 7—8 m, atunci filtrele aciculare se așază etajate pe două nivele (fig. 12.46).

Elementul filtrant se compune din două tuburi concentrice, cel exterior avînd pereții găuriți pe o lungime de circa 1,2 m și înfășurați cu o plasă de sîrmă metalică. Partea inferioară a elementului filtrant este prevăzută cu o supapă de construcție specială (fig. 12.47).

Introducerea în teren a filtrelor aciculare se face pompînd apă sub presiune (5—6 atm) prin tubul interior (fig. 12.47, *a*). Curentul de apă spală pămîntul sub vîrful și dimprejurul filtrului, astfel că introducerea are loc la o forță de apăsare destul de mică. Apa care iese la suprafață de-a lungul pereților exteriori ai tubului spală părțile fine din jur, formîndu-se în jurul filtrului acicular o zonă de material grăunțos și permeabil, care va permite o circulație ușoară a apei subterane. După ce filtrul a ajuns la cota prescrisă, se oprește pomparea apei dinspre exterior spre interior și se face racordarea fiecărui filtru la colectorul absorbant. Colectorul absorbant se pune în legătură cu o pompă cu vacuum, care creează o

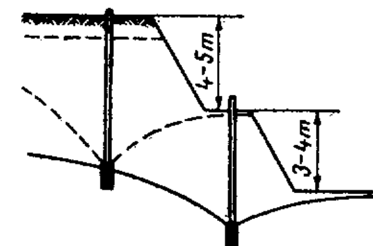


Fig. 12.46. Montarea etajată a filtrelor aciculare.

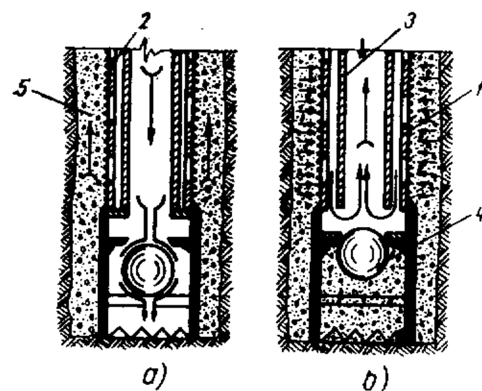


Fig. 12.47. Schema de funcționare a unui filtru acicular:
a — în timpul introducerii în teren; b — în timpul evacuării; 1 — sită; 2 — tub exterior; 3 — tub interior; 4 — supapă; 5 — strat de nisip spălat.

subpresiune în întreaga instalație. Acest lucru face ca supapa de la vîrful elementului filtrant să se închidă și să oprească pătrunderea nisipului în filtru, apa pătrunzînd numai prin sită, respectiv găurile din pereții tubului exterior al elementului filtrant (fig. 12.47, *b*).

13. FUNDAȚII DIRECTE

13.1. GENERALITĂȚI

Așa cum s-a arătat, un element hotărîtor în alegerea sistemului de fundare pentru o construcție îl constituie adîncimea de fundare. Se știe că, din punctul de vedere al adîncimii de fundare fundațiile construcțiilor se împart în: fundații de suprafață și fundații de adîncime.

Fundațiile de suprafață se utilizează atunci cînd stratul bun de fundare se găsește la adîncime mică față de nivelul terenului. Adîncimea de fundare în acest caz depinde numai de natura construcției (prezența subsolurilor) și de limita de îngheț. Fundațiile de suprafață transmit direct sarcinile de la construcție terenului pe care se sprijină, prin intermediul tălpii, fiind denumite *fundații directe*.

Sistemul de fundare directă are eficiență tehnico-economică ridicată, fiind indicat a se aplica în toate cazurile cînd rezistența și tasările straturilor de teren de la suprafață, asigură stabilitatea construcției respective.

13.2. CALCULUL PRESIUNILOR SUB TALPA FUNDAȚIEI

Pentru asigurarea stabilității unei construcții, fundația sa trebuie să repartizeze sarcina din construcție terenului de fundație, în așa fel, încît în nici un punct presiunea efectivă asupra pămîntului să nu depășească presiunea admisibilă p_a, iar tasarea pămîntului, respectiv a fundației, să fie mai mică decît valorile admise de practică, funcție de natura construcției.

Repartizarea reală a presiunilor pe terenul de fundație, la nivelul de separație dintre talpa fundației și pămînt, adică presiunea efectivă, depinde de o serie de factori (natura terenului, mărimea încărcării, forma și mărimea tălpii fundației, rigiditatea fundației etc.).

Admițînd că terenul de fundație are o comportare perfect elastică (adică se supune legii lui Hooke) și că fundația este nedeformabilă, presiunea sub talpa fundației are o variație liniară care se poate determina prin calcule foarte simple.

a) Încărcări centrice (fig. 13.1). Încărcările din construcție acționează centric asupra fundației, adică rezultanta lor trece prin centrul de greu-

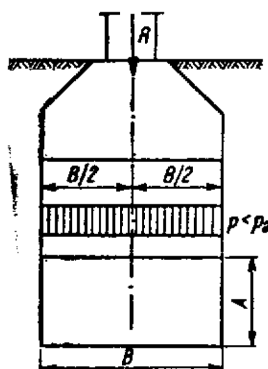


Fig. 13.1. Fundație solicitată centric.

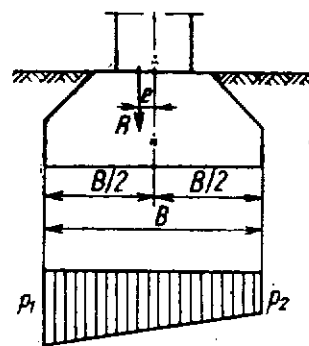


Fig. 13.2. undație solicitată excentric.

tate al suprafeței tălpii fundației. În acest caz presiunea sub talpa fundației va fi uniform repartizată. Valoarea presiunii efective se obține cu relația:

$$p=\frac{R}{S}, \qquad (13.1)$$

unde

R este rezultanta tuturor încărcărilor din construcție (inclusiv greutatea proprie a fundației și a pămîntului de deasupra);
$S=AB$ — suprafața în plan a tălpii fundației.

Dacă fundația este continuă, adică lungimea A este mult mai mare decît lățimea B, calculul se face pentru 1 m lungime de fundație ($A=1{,}00$ m). În acest caz, suprafața în plan a tălpii fundației va fi: $S=B\cdot 1{,}00$, iar sarcina R este aferentă unui metru liniar de fundație.

b) Încărcări excentrice. Dacă rezultanta tuturor încărcărilor din construcție R acționează excentric față de centrul de greutate al suprafeței tălpii fundației, cu excentricitatea e, diagrama de presiune sub talpa fundației are variația liniară (fig. 13.2). Valorile presiunii maxime p_1 și minime p_2, corespunzătoare celor două muchii ale fundației, se calculează cu relația:

$$p_{1,2}=\frac{R}{S}\pm\frac{M}{W}, \qquad (13.2)$$

unde:

M este momentul încovoietor al rezultantei încărcărilor din construcție față de mijlocul laturii B a tălpii fundației; $M=Re$;
W — modulul de rezistență al suprafeței tălpii fundației în direcția de acțiune a momentului încovoietor

$$W=\frac{AB^2}{6}.$$

Înlocuind în relația (13.2) mărimile S, M și W cu expresiile redate mai sus, se obține o formă transformată a acestei relații care se utilizează mai des în practică:

$$p_{1,2}=\frac{R}{AB}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right). \qquad (13.3)$$

În cazul fundațiilor continue, luîndu-se în calcul o lungime de 1 m din fundație ($A=1{,}00$ m), modulul de rezistență va fi:

$$W=\frac{B^2}{6},$$

iar relația (13.3) va avea forma:

$$p_{1,2}=\frac{R}{B}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right). \qquad (13.4)$$

Analizînd relațiile (13.3) și (13.4) se observă că diagrama trapezoidală (fig. 13.2) corespunde cazului cînd rezultanta cade în interiorul sîmburelui central, adică pentru $e<B/6$. În acest caz presiunile p_1 și p_2 sînt eforturi de compresiune.

În cazul cînd rezultanta se găsește la marginea sîmburelui central ($e=B/6$), diagrama de repartizare a presiunii este triunghiulară (fig. 13.3, *a*), iar valorile extreme ale presiunii calculate cu relația (13.3) sînt:

$$p_1=p_{max}=\frac{2R}{AB} \quad \text{și} \quad p_2=p_{min}=0.$$

Pentru cazul cînd rezultanta cade în afara sîmburelui central $e>B/6$ (fig. 12.3, *b*), la fundații ca și la zidurile de sprijin (v. cap. 10) nu se pot folosi relațiile de calcul (13.3) și (13.4); în acest caz, repartizarea se face numai prin intermediul zonei active a suprafeței tălpii de fundație, iar valoarea maximă a presiunii va fi:

$$p_1=p_{max}=\frac{2R}{AB_1}=\frac{2R}{3Ac}, \qquad (13.5)$$

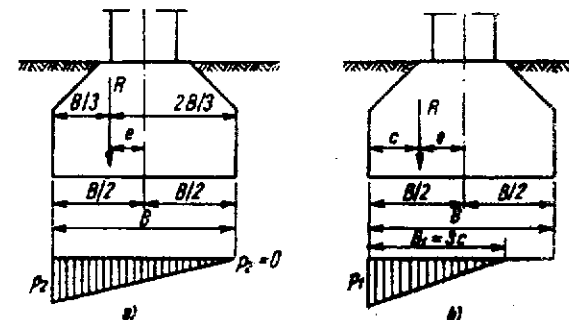


Fig. 13.3. Fundații solicitate excentric.
a — cazul $e=B/6$; *b* — cazul $e>B/6$.

La fundaţii continue, relaţia de calcul a presiunii maxime sub talpă este :

$$p_1 = p_{max} = \frac{2R}{3c}. \qquad (13.6)$$

În practică, se recomandă să se proiecteze fundaţiile astfel incît, repartizarea pe teren a încărcărilor din construcţie să se facă pe toată suprafaţa tălpii, adică să se evite pe cît posibil cazul $e > B/6$. De asemenea, la pămînturile compresibile, diferenţa dintre $p_2 = p_{min}$ şi $p_1 = p_{max}$ nu trebuie să fie prea mare, din cauză că apar tasări inegale a celor două margini ale fundaţiei, fapt care ar putea avea efecte defavorabile asupra construcţiei. Pentru acest motiv, în cazul terenurilor compresibile şi a construcţiilor svelte, se acceptă ca regulă practică pentru dimensionarea fundaţiilor solicitate excentric, satisfacerea următoarei condiţii :

$$p_{min} \geqslant \frac{1}{3} p_{max}. \qquad (13.7)$$

Ipoteza repartizării uniforme sau liniare a presiunii sub talpa fundaţiei, deşi este acceptată de practică, fiind suficientă pentru proiectarea marii majorităţi a fundaţiilor cu dimensiuni mici şi mijlocii, constituie o simplificare destul de mare a fenomenului real de repartizare a presiunilor sub talpa fundaţiei (v. cap. 6).

În realitate, fundaţia nu este un element perfect rigid, ca atare ea se deformează sub acţiunea solicitărilor la care este supusă. Acest lucru face ca presiunile care se dezvoltă sub talpa fundaţiei să fie repartizate după o curbă de variaţie oarecare şi nu după o linie dreaptă. Pentru a putea face o dimensionare economică şi sigură în acelaşi timp, se impune în special pentru fundaţiile de dimensiuni mari, ca repartizarea presiunii sub talpă să se facă prin calcule mai exacte, care să ţină seama în măsură mai mare cel puţin de unii din factorii care influenţează această repartizare. În cadrul acestor metode, fundaţiile se consideră elemente elastice rezemate pe mediu elastic (terenul).

13.3. FUNDAŢII SUB ZIDURI

Pentru a putea transmite terenului sarcinile unei construcţii cu schelet de rezistenţă din pereţi de zidărie portantă, la baza zidurilor se prevăd fundaţii continue directe, a căror lăţime este de regulă mai mare decît lăţimea zidurilor. Acest sistem de fundare se utilizează în mod curent la construcţiile civile şi industriale, cînd terenul bun de fundare se găseşte la adîncimi mici.

După modul de execuţie şi de dimensionare, fundaţiile sub ziduri pot fi :
- fundaţii continue rigide ;
- fundaţii continue elastice ;
- fundaţii cu descărcări pe reazeme izolate.

13.3.1. FUNDAŢII CONTINUE RIGIDE SUB ZIDURI

Fundaţiile continue rigide sînt acele fundaţii la care secţiunea transversală este astfel proiectată, incît eforturile de întindere din încovoiere care iau naştere în corpul lor, sînt mult mai mici decît rezistenţa la întindere a materialului din care sînt făcute. Practic, aceste eforturi de întindere din încovoiere fiind mici se neglijează, considerîndu-se că fundaţiile rigide lucrează numai la eforturi de compresiune produse de încărcările din construcţie. Aceste fundaţii se execută din beton simplu, beton ciclopian, zidărie de piatră şi uneori din zidărie de cărămidă.

Fundaţiile rigide din zidărie de cărămidă sau piatră se execută în şanţuri dinainte săpate, cu lăţimi de 50—80 cm ; executarea acestor fundaţii se recomandă să se facă numai în pămînturi uscate, unde nu există pericolul ridicării nivelului apelor subterane, deoarece zidăria avînd o capilaritate foarte mare, poate favoriza umezirea construcţiei (igrasie). De asemenea, nu este indicată folosirea fundaţiilor din zidărie de piatră sau cărărmidă în cazul cînd terenul de fundaţie poate da tasări inegale.

În secţiune transversală verticală, fundaţiile din zidărie pot fi executate sub formă dreptunghiulară (fig. 13.4, *a*) sau în trepte (fig. 13,4, *b*), însă nu mai mult de trei.

Pentru ca eforturile de întindere din încovoiere din corpul fundaţiei să fie neglijabile ca valoare, adică fundaţia să fie rigidă, trebuie satisfăcută următoarea condiţie :

$$\operatorname{tg} \alpha \geqslant \operatorname{tg} \alpha_{adm}. \qquad (13.8)$$

Pentru fundaţiile din zidărie de piatră sau cărămidă, $\operatorname{tg} \alpha_{adm}$ are valoare minimă 2.

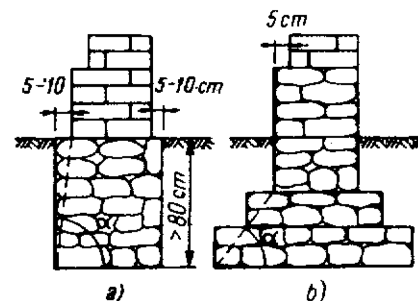


Fig. 13.4. Fundaţii continue rigide din zidărie de piatră :
a — dreptunghiulară; *b* — în trepte.

Executarea zidăriei din corpul fundaţiei trebuie făcută îngrijit, asigurîndu-se o bună legătură între asizele de cărămidă sau piatră ; rosturile trebuie bine umplute cu mortar, iar grosimea lor să fie cît mai uniformă. Marca minimă a mortarului de ciment folosit la aceste fundaţii va fi M 25.

Folosirea betonului ciclopian la executarea fundaţiilor rigide este recomandată în regiunile unde există cariere sau zăcăminte de piatră, iar cimentul şi agregatele pentru beton trebuie aduse de la distanţe mari. Betonul ciclopian se utilizează în general la execuţia unor fundaţii de dimensiuni mari, reducînd astfel cantitatea de beton, fără a se prejudicia rezistenţa şi stabilitatea construcţiei. O fundaţie din beton ciclopian se execută astfel : pe fundul şanţului săpat se toarnă un strat de beton cu grosime de circa 15 cm, peste care se aşază cu mîna un prim rînd de piatră brută cu dimensiuni de 8—30 cm. Peste acest prim rînd de piatră se toarnă beton, care se vibrează, pentru ca masa de beton să ocupe toate interspaţiile dintre pietre. Operaţiunile se succed în acest mod pînă la terminarea completă a execuţiei fundaţiei. La executarea fundaţiilor din beton ciclopian se poate folosi orice piatră de construcţie, cu condiţia ca înainte de a se pune în operă să fie curăţită de praf şi noroi.

Pentru executarea fundaţiilor continue rigide sub ziduri, cel mai mult, se utilizează betonul simplu de marcă B 50 pînă la B 100. Turnarea betonului simplu în fundaţii se face în stare vîrtoasă, compactîndu-se prin batere, în straturi de 15—25 cm, cu maiul pînă cînd musteşte la suprafaţă, sau prin vibrare.

După forma secţiunii transversale verticale, fundaţiile continue rigide din beton simplu pot fi :

— dreptunghiulare ;

— cu evazări ;

— în trepte.

Fundaţiile cu secţiune dreptunghiulară (fig. 13.5, *a*) se recomandă a se utiliza cînd talpa fundaţiei rezultă mai lată decît zidul sau soclul cu cel mult 15—20 cm de fiecare parte. De obicei, pentru fundaţii cu lăţimi pînă la 1 m, este mai avantajos să se execute fundaţii dreptunghiulare, la care turnarea betonului se face direct în şanţuri săpate cu lăţimi egale cu ale fundaţiilor eliminîndu-se cofrajele.

Fundaţiile cu evazări (fig. 13.5, *b*) se pot folosi în terenuri care au o coeziune suficientă pentru executarea evazărilor în pereţii săpăturii, atunci cînd lăţimea tălpii fundaţiei rezultă mai mare decît a zidului de deasupra, cu cel mult 25—35 cm de fiecare parte a zidului. Lăţimea evazării l_2 este de cel mult 15 cm, iar panta evazării de circa 4 : 1. Săpătura se va executa la început cu secţiune dreptunghiulară, fără evazări, acestea urmînd a se executa cu puţin timp înainte de turnarea betonului în fundaţie.

Fundaţiile în trepte (fig. 13.5, *c*, *d*) se utilizează cînd sînt necesare lăţimi mai mari ale tălpii fundaţiei. Săpătura se execută la dimensiunea

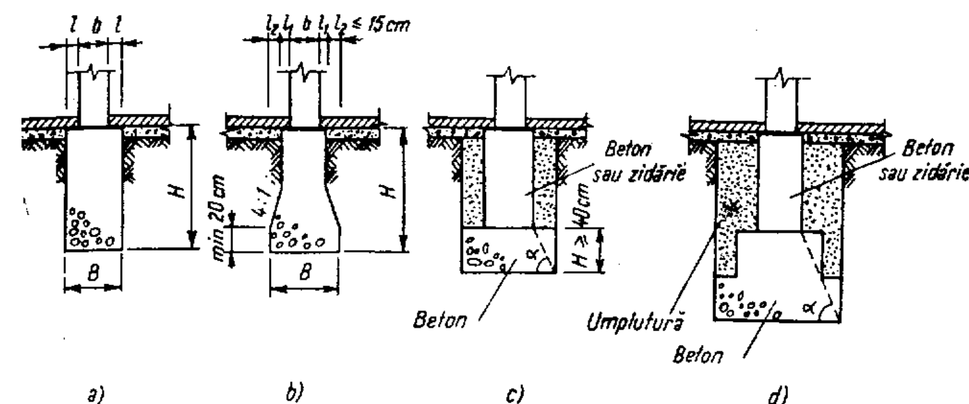


Fig. 13.5. Fundaţii continue rigide din beton :
a — dreptunghiulară; *b* — cu evazări; *c* — cu soclu şi o treaptă; *d* — cu soclu şi două trepte.

ultimei trepte pentru a se economisi cofrajele. Tot în scopul economisirii cofrajelor dezvoltarea în trepte se poate înlocui uneori cu o linie continuă în pantă.

Rigiditatea fundaţiilor din beton simplu sau ciclopian se asigură prin satisfacerea condiţiei (13.8), considerînd pentru tg α_{adm} valorile minime date în tabela 13.1, în funcţie de marca betonului şi presiunea admisibilă a terenului.

Tabela 13.1

Valori minime ale tg α_{adm}

Presiunea admisibilă pe teren [daN/cm²]	Valori minime ale tgα_{adm} pentru beton marca:	
	B 50	B 75 sau mai mare
$p_a < 2{,}00$	1,3	1,1
$2{,}00 < p_a \leq 4{,}00$	1,6	1,3
$p_a > 4{,}00$	2,0	1,5

La clădiri cu subsoluri, unde zidurile coboară sub nivelul terenului la adîncimi mai mari, fundaţiile de sub aceste ziduri se fac aproape întotdeauna cu secţiune dreptunghiulară, avînd o înălţime minimă de 40 cm (fig. 13.6).

In cazul fundării în terenuri cu compresibilitate mare sau pămînturi macroporice sensibile la umezire, la care există o posibilitatea de producere a unor tasări neuniforme, se impune o sporire a rigidităţii fundaţiilor continue din beton simplu, respectiv a bazei clădirii. Această sporire a rigidităţii fundaţiei se obţine prin crearea a două centuri de rigidizare,

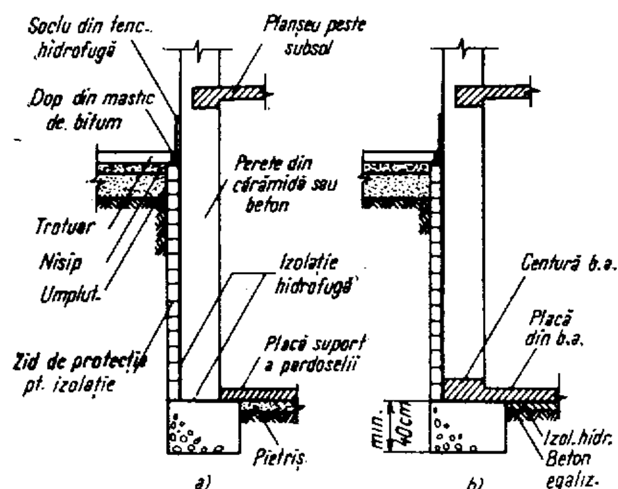


Fig. 13.6. Fundaţii continue rigide sub pereţi de subsol:
a — subsol izolat parţial; *b* — subsol complet izolat.

una la partea inferioară şi cealaltă la partea superioară a fundaţiei (fig. 13.7, *a*). Dacă clădirea are subsol, atunci centurile de rigidizare se plasează la partea inferioară şi superioară a peretelui subsolului, iar la înălţime mare a acestuia şi intermediar pe înălţime (fig. 13.7, *b*).

Centurile de rigidizare se realizează din beton armat; au 15—20 cm înălţime şi sînt armate longitudinal cu 4—8 bare ϕ 12—16 mm, pe unul

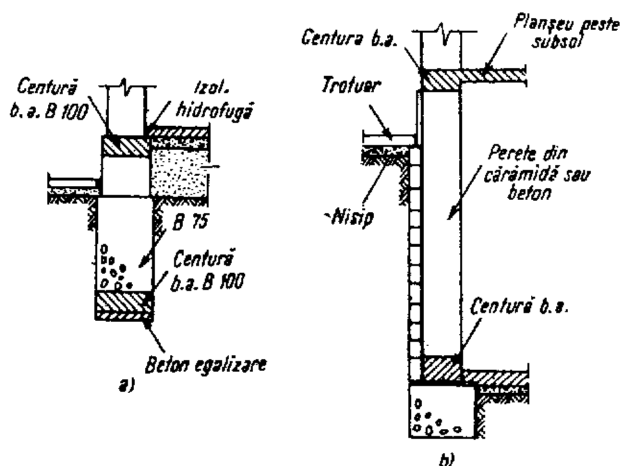


Fig. 13.7. Fundaţii continue sub ziduri rigidizate cu centuri:
a — clădiri fără subsol; *b* — clădiri cu subsol.

sau două rînduri (6—12 cm^2), iar tranversal cu etieri ϕ 6 la 20—30 cm. Marca betonului din centuri este de cel puţin B 100.

Dimensionarea fundaţiilor continuie rigide sub ziduri se reduce la determinarea lăţimii tălpii fundaţiei, punînd condiţia ca presiunea efectivă sub talpa fundaţiei calculată conform celor arătate la paragraful 13.2, să nu depăşească presiunea admisibilă a terenului de fundaţie.

Considerînd un tronson de 1 m din lungimea fundaţiei a cărei schemă de calcul este dată în figura 13.8, condiţia enunţată mai sus poate fi exprimată, dacă se ţine seama şi de relaţia (13.1), astfel:

$$p=\frac{Q+G_f}{B\cdot 1}\leqslant P_a, \qquad (13.9)$$

Q este încărcarea dată de 1 m liniar de zid asupra fundaţiei, în kN/m;
G_f — greutatea proprie a unui metru liniar din fundaţie, în kN/m.

Cum greutatea proprie a fundaţiei este în funcţie de dimensiunile fundaţiei, deci tot necunoscută, ca şi lăţimea, se procedează pentru început la aproximarea ei: $G_f \simeq 0{,}1\ Q$. Introducînd valoarea aproximativă a lui G_f în relaţia (13.8) şi explicitînd lăţimea B, rezultă:

$$B_{nec}=\frac{1{,}1\ Q}{p_a}. \qquad (13.9')$$

Avînd determinată lăţimea fundaţiei, care se rotunjeşte la multipli de 5 cm, şi cunoscînd lăţimea zidului, rezultă mărimea l în funcţie de care se adoptă secţiunea transversală adecvată (dreptunghiulară, evazată sau în trepte); se ţine cont în acelaşi timp şi de condiţia de rigiditate (13.8), precum şi de adîncimea de fundare D. Cunoscînd toate dimensiunile fundaţiei, se poate calcula exact greutatea proprie G_f, respectiv verifica relaţia (13.9).

În cazul unor ziduri solicitate şi de forţe orizontale (ziduri de subsoluri), la dimensionarea fundaţiilor acestora se vor lua în considerare şi forţele respective, adică presiunea efectivă pe teren se va calcula cu relaţiile corespunzătoare cazului de încărcare excentrică (13.4 sau 13.6).

În vecinătatea altor construcţii, lîngă zidurile de calcan ale clădirilor vecine, în dreptul rosturilor de tasare, fundaţiile nu se pot dezvolta simetric faţă de axa zidurilor (fig. 13.9, *a*, *b*), ceea ce face ca încărcările din construcţie să acţioneze excentric asupra fundaţiilor. În aceste cazuri, la dimensionarea unei fundaţii continue rigide se urmăreşte ca rezultanta tuturor încărcărilor să nu depăşească treimea mijlocie a tălpii (margi-

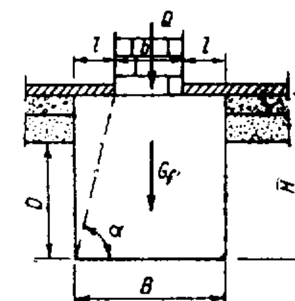


Fig. 13.8. Schema de calcul a unei fundaţii continue rigide.

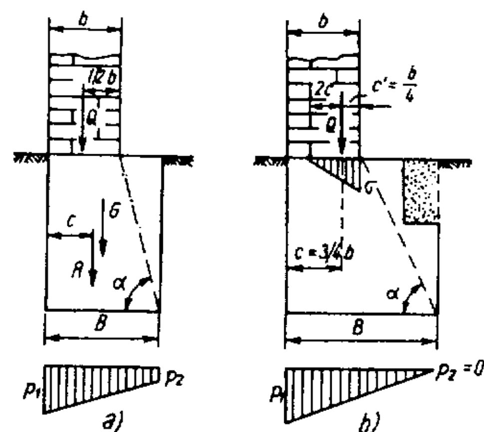


Fig. 13.9. Fundații continue rigide excentrice:
a — dreptunghiulară; *b* — cu o treaptă.

nea sîmburelui central), astfel încît repartizarea pe teren a încărcării din construcție să se facă pe toată lățimea fundației (adică sub talpă să apară numai eforturi de compresiune).

Admițînd că forța Q se transmite fundației în axa zidului și neglijînd greutatea proprie a fundației, se poate scrie că:

$$c=\frac{b}{2}.$$

Excentricitatea se poate exprima:

$$e=\frac{B}{2}-c.$$

Punînd condiția ca sub talpa fundației să apară numai eforturi de compresiune $\left(e\leqslant\frac{B}{2}\right)$, rezultă lățimea aproximativă a fundației:

$$\frac{B}{2}-c\leqslant\frac{B}{6},$$

de unde la limită rezultă:

$$B_{max}\simeq 3c=3\frac{b}{2}=1{,}5\,b. \tag{13.10}$$

În multe cazuri, lățimea determinată cu relația (13.10) nu satisface condiția ca presiunea efectivă sub talpa fundației să nu depășească presiunea admisibilă a terenului. Prescripțiile de proiectare recomandă, în acest sens, să se țină seama de efectul favorabil al deformărilor terenului și a tălpii fundației, admițînd că sub efectul acestor deformări forța Q se deplasează spre centrul fundației, acționînd la $\frac{1}{4}\,b$ față de marginea zidului. În acest caz, lățimea fundației poate fi sporită, rezultînd pe baza aceluiași raționament ca și în cazul anterior relația:

$$B_{max}=3c=3\,\frac{3}{4}\,b=2{,}25\,b. \tag{13.11}$$

În stabilirea dimensiunilor acestor fundații rigide excentrice sub ziduri se va avea în vedere și satisfacerea condiției de rigiditate (13.8).

La stabilirea lățimilor minime a fundațiilor continue rigide sub ziduri se va ține seama de dimensiunile minime necesare executării săpăturilor sub formă de șanțuri (tab. 13.2), precum și de grosimea zidurilor ce sprijină pe ele. Se recomandă ca fața superioară a fundației (fig. 13.5, *a*, *b*),

sau a soclului (fig. 13.5, *c*, *d*) să fie mai lată decît zidul cu minimum 2,5 cm de fiecare parte, pentru ca la trasarea zidului să fie posibilă corectarea unor eventuale erori de execuție a fundației sau a soclului.

Tabela 13.2

Lățimi minime pentru săpături executate în șanț continu

Adîncimea săpăturii [m]	Lățimea minimă a săpăturii [m]
$D\leqslant 0{,}40$	0,30
$0{,}40<D\leqslant 0{,}80$	0,40
$0{,}80<D\leqslant 1{,}20$	0,45
$D>1{,}20$	0,50

Pentru o bună executare atît a săpăturilor cît și a fundațiilor, planul fundațiilor, respectiv detaliile de fundații care sînt date in proiectul de execuție, trebuie să fie complete, indicînd în mod clar pe lîngă dimensiunile tuturor elementelor de fundații și o serie de cote de nivel referitoare la teren (fig. 13.10). Aceste cote se dau în valori relative față de cota ±0,00 a construcției, care de regulă reprezintă cota pardoselii finite a parterului.

După cum se poate observa și din figura 13.10, cotele de nivel necesare lucrărilor de săpături și de executare a unei fundații sînt următoarele:

— *cota terenului natural*, care reprezintă cota la care se găsește terenul construcției proiectate în momentul întocmirii proiectului; această cotă se trece în mod obligatoriu și pe planul fundațiilor, în colțurile perimetrului construcției;

— *cota terenului decapat*, care este cota teoretică a terenului rezultată în urma săpării stratului vegetal de la suprafața terenului natural, pe o suprafață delimitată de perimetrul construcției plus lățimea trotuarelor și cu o grosime de circa 10 cm;

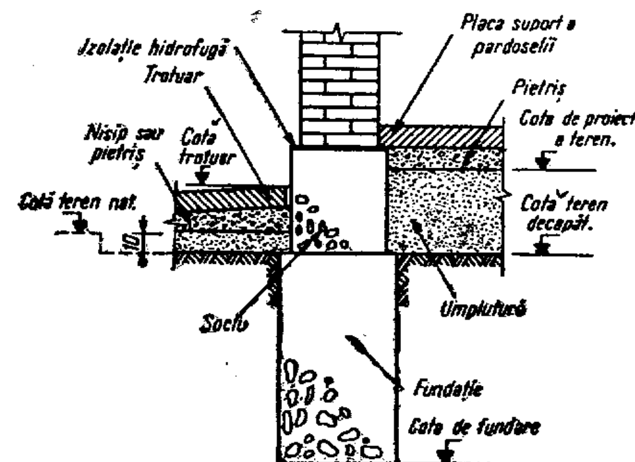


Fig. 13.10. Detaliu de fundație continuă rigidă sub ziduri.

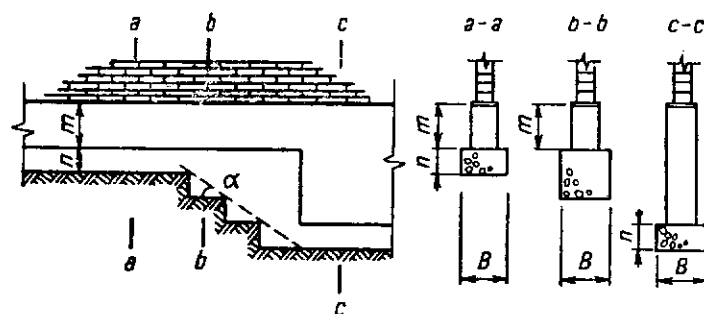


Fig. 13.11. Fundație continuă rigidă cu cote de fundare diferite.

— *cota de proiect a terenului* reprezintă cota finită a terenului de sub pardoseala fiecărei încăperi, de la parter sau subsol, așa cum rezultă din detaliile proiectului ; ea rezultînd fie prin umplutură fie prin săpătură, după cum cota de proiect este peste sau sub cota terenului decapat ;

— *cota trotuarului,* care este cota feței superioare a trotuarului în punctul de contact cu construcția ;

— *cota de fundare,* care reprezintă cota terenului de la nivelul tălpii fundației. Dacă pe lungimea sa fundația are cote diferite de fundare, trecerea de la o cotă la alta se face în mod obligatoriu prin trepte (fig. 13.11).

Treptele se recomandă să se aleagă astfel, încît raportul dintre înălțimea și lungimea lor (tg α) să nu depășească valoarea 2/3, înălțimea treptelor fiind limitată la maxim 50 cm în terenuri puțin coezive și 70 cm în terenuri coezive, compacte.

13.3.2. FUNDAȚII CONTINUE ELASTICE SUB ZIDURI

Cînd zidurile transmit sarcini mari fundațiilor, iar terenul este relativ mai slab, apare necesitatea lățirii tălpii fundației. Dacă fundația este rigidă, pentru menținerea rigidității, această lățire a tălpii este posibilă numai dacă se mărește și înălțimea fundației, respectiv adîncimea de fundare. Acest lucru face ca fundațiile rigide în unele cazuri să fie necorespunzătoare din punct de vedere tehnico-economic, fie din cauza consumului ridicat de manoperă și material, fie că adîncimea de fundare necesară nu se poate realiza din cauza anumitor factori. În aceste cazuri se execută fundații continue de beton armat (elastice), care pentru aceeași lățime ca și cele rigide, pot avea înălțimi mult mai mici și ca atare o cotă de fundare mai puțin adîncă.

La lățimi mai mici, fundațiile continue elastice sub ziduri pot avea secțiune dreptunghiulară (fig. 13.12, *a*), iar la lățimi mai mari, fața superioară a fundației se execută în pante (fig. 13.12, *b*).

Talpa fundației se armează la partea inferioară în sens tranversal cu armătură de rezistență, iar în sens longitudinal cu armătură de repartiție,

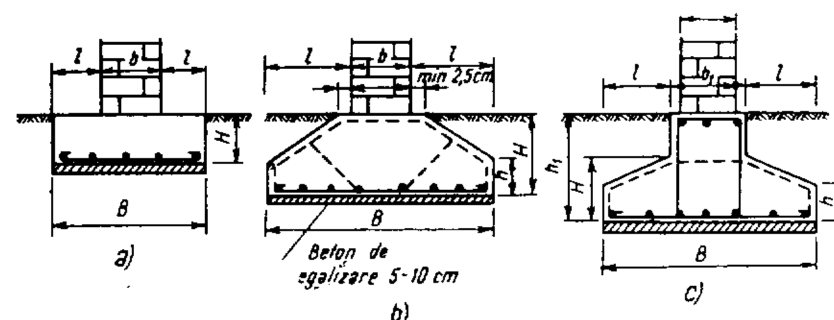


Fig. 13.12. Fundații continue elastice sub ziduri :
a — dreptunghiulară; *b* — cu pante; *c* — grindă.

prevăzută constructiv (5ϕ 10/m liniar). Diametrul minim al barelor drepte care alcătuiesc armătura de rezistență este de 10 mm, iar distanța dintre ele 10—20 cm. Se mai pun în mod constructiv bare în sens transversal și la partea superioară a tălpii fundației. Armătură înclinată se prevede numai dacă rezultă din calculul de dimensionare.

În sens longitudinal, datorită conlucrării fundației cu zidul, rigiditatea este sporită, motiv pentru care armătura longitudinală se prevede constructiv. În cazul cînd nu se poate conta pe această conlucrare cu zidul, iar lungimea fundației este mare (15—30 m) și reazemă pe strate de teren puternic compresibile, se recomandă executarea unei grinzi longitudinale sub zid, pentru a mări rigiditatea în lungul zidului și a reduce neuniformitatea tasărilor (fig. 13.12, *c*). Grinda face parte din corpul fundației fiind prevăzută cu armătură longitudinală de rezistență și etrieri.

Executarea fundațiilor continue din beton armat sub ziduri este relativ simplă. În șanțul de fundație săpat pînă la cota de fundare, se toarnă un strat de beton de egalizare (B 20 sau B 35) cu grosimea de 5—10 cm pe care se montează armătura. Turnarea în continuare a corpului fundației decurge ca la oricare lucrare din beton armat. Marca betonului utilizat este cel puțin B 100 (250—280 kg ciment/m^3).

Dimensionarea fundațiilor continue elastice sub ziduri constă în determinarea lățimii tălpii, determinarea armăturii de rezistență transversală și eventual a celei înclinate.

Lățimea tălpii fundației se determină la fel ca la fundațiile continue rigide (punînd condiția $p \leqslant p_a$).

Armătura transversală de rezistență se calculează cu ajutorul momentului încovoietor dat de reacțiunea terenului în

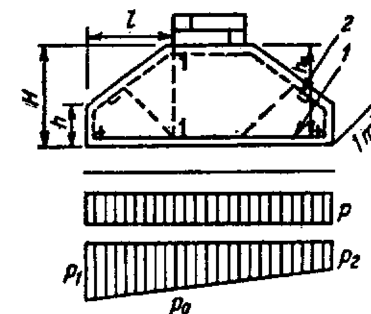


Fig. 13.13. Schema de calcul a unei fundații continue elastice.

secțiunea de la marginea zidului (1—1), unde talpa fundației se consideră ca o consolă încastrată (fig. 13.13).

Considerînd 1 m din lungimea fundației și folosind schema de calcul din figura 13.13, momentul încovoietor în secțiunea 1—1 va fi :

$$M=\frac{pl^2}{2} \qquad (13.12)$$

pentru cazul repartizării uniforme a presiunii, și

$$M=(2p_1+p_0)\frac{l^2}{6} \qquad (13.13)$$

pentru cazul repartizării liniare a presiunii.

Avînd valoarea momentului încovoietor și secțiunea de beton de înălțime H și lățime egală cu 1,00 m, se poate determina secțiunea armăturii transversale de rezistență, necesară unui metru liniar din fundație, aplicînd relația :

$$A_f=\frac{cM}{0{,}85\,h_0\sigma_c} \quad [\text{cm}^2/\text{m}], \qquad (13.14)$$

unde :

c este coeficient de siguranță ;
M — momentul încovoietor, în daNcm/m ;
$h_0=H-3{,}5$ cm — înălțime utilă a secțiunii fundației, în cm ;
σ_c — limita de curgere a armăturii, în daN/cm².

Armătură înclinată 2 rezultă din calculul de verificare la eforturi unitare principale date de forța tăietoare. În practică se recomandă ca înălțimea H a tălpii fundației să se aleagă pe cît posibil astfel încît, aceste eforturi unitare principale să fie preluate de beton, deci să nu fie necesară armătură înclinată.

În acest sens se recomandă :

$H=(0{,}25—0{,}30)B$, dar cel puțin $H=30$ cm ;

$h=\left(\frac{1}{2}-\frac{1}{3}\right)H$, dar cel puțin $h=20$ cm.

Dezavantajul fundațiilor continue elastice sub ziduri, față de cele rigide, constă în consumul ridicat de oțel care este un material scump.

13.3.3. FUNDAȚII CU DESCĂRCĂRI PE REAZEME IZOLATE

Prin fundații cu descărcări pe reazeme izolate se înțeleg acele fundații care transmit terenului încărcările zidurilor ce reazemă pe ele, în mod discontinuu prin blocuri de fundații izolate, dispuse de-a lungul zidurilor. La aceste fundații zidurile reazemă pe grinzi de beton armat, sau pe bolți din beton cu armătură de siguranță sau din beton simplu, care la rîndul lor sînt rezemate pe blocuri de fundații, care constituie reazemele izolate (fig. 13.14, *a, b, c, d*).

Fundațiile cu descărcări pe reazeme izolate se folosesc în scopul reducerii consumului de material și de forță de muncă la executarea funda-

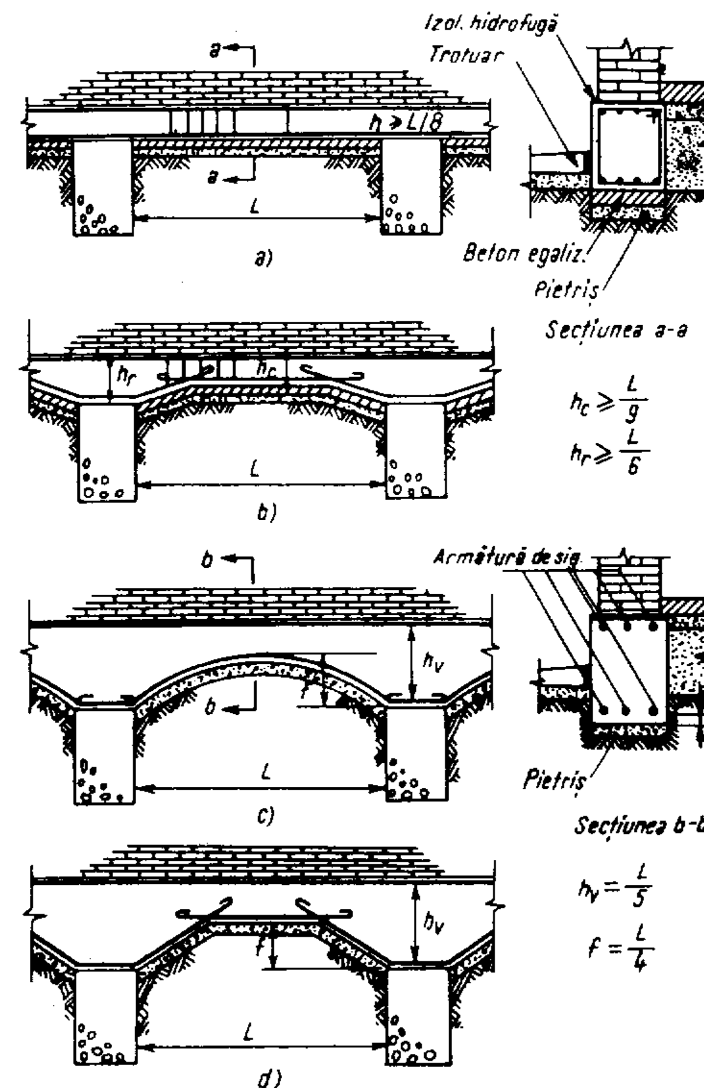


Fig. 13.14. Fundații continue cu descărcări pe reazeme izolate :
a — grindă fără vute; *b* — grindă cu vute; *c* — bolți cu intradosul curbe; *d* — bolți cu intradosul poligonal.

țiilor sub ziduri, atunci cînd stratul de fundare se găsește mai în adîncime, respectiv cota de fundare este mai mare. Pentru cazuri obișnuite, acest sistem de fundare devine mai avantajos din punct de vedere economic decît cel cu fundații continue, cînd cota de fundare depășește 2,00 m. Nu se indică a se folosi cînd sînt posibile tasări inegale, precum nici în regiunile cu grad de seismicitate mare (7, 8).

Reazemele izolate, adică blocurile de fundație, se execută din beton simplu sau ciclopian, ele fiind elemente rigide. Dimensiunile în plan ale acestor blocuri se determină din condiția de rezistență a terenului ($p_{ef} \leqslant p_a$), iar înălțimea din considerente privind alegerea cotei de fundare și asigurarea rigidității.

Grinzile de beton armat pot fi cu secțiune constantă sau cu vute pe reazeme, prefabricate sau turnate monolit. Marca minimă a betonului din grinzi este B 150. Bolțile se realizează în general din beton marca B 100, cu armătură de siguranță, cele de beton simplu putîndu-se aplica la construcții cu cel mult trei nivele.

Sub grinzile turnate monolit se toarnă un strat de beton de egalizare (B 35), iar sub el se așază un strat de pietriș de 8 cm. La grinzile prefabricate și la bolți se prevede numai stratul de pietriș.

Pentru asigurarea unei rigidități suficiente a grinzilor și a bolților, prescripțiile dau unele recomandări constructive privind alegerea înălțimii secțiunii acestora în funcție de lumina L dintre reazeme (fig. 13.14, *a*, *b*, *c*, *d*).

În mod frecvent, acest sistem de fundare este folosit la construcțiile cu schelet de rezistență în cadre, unde zidurile neportante (zidurile de umplutură) se descarcă prin intermediul unor grinzi de fundație din beton armat pe fundațiile izolate ale stîlpilor cadrelor (care constituie reazemele izolate) și prin acestea la terenul de fundație (fig. 13.15).

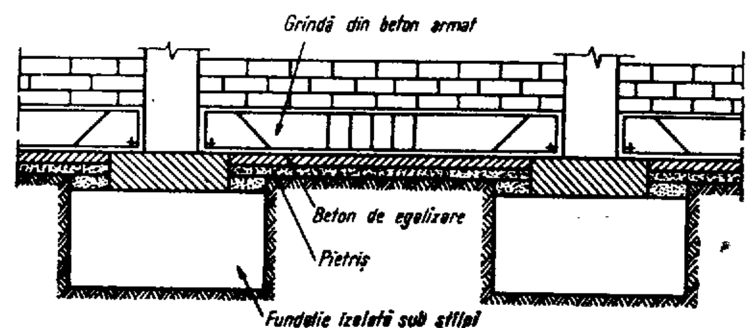


Fig. 13.15. Fundații cu descărcări pe reazeme izolate pentru zidurile neportante a construcțiilor în cadre.

13.4. FUNDAȚII SUB STÎLPI

13.4.1. FUNDAȚII IZOLATE RIGIDE SUB STÎLPI

Fundații izolate rigide se aplică la stîlpi de beton armat, metalici și uneori și la stîlpi din zidărie de cărămidă sau beton (sîmburi de beton în pereți de zidărie). Aceste fundații sînt alcătuite dintr-un bloc de fundație din beton simplu și un cuzinet din beton armat (fig. 13.16, *a*, *b*). La stîlpii din zidărie sau beton simplu, cuzinetul poate să lipsească, stîlpii așezîndu-se direct pe blocul de fundație ; la stîlpii metalici cuzinetul se înlocuiește cu o placă metalică, bine rigidizată, care este fixată pe blocul de fundație prin buloane de ancoraj.

Blocul de fundație poate fi dezvoltat pe înălțime în trepte (una, două, maxim trei — fig. 13.16, *a*) sau sub formă de obelisc (fig. 13.16, *b*). Forma în trepte este mai ușor de executat, dar forma cu fețele laterale înclinate (obelisc) este mai economică din punct de vedere al consumului de beton. Forma de obelisc este indicată la fundațiile cu dimensiuni mari.

Înălțimea totală H a blocului de fundație este de cel puțin 40 cm. Dacă blocul este format din două sau trei trepte, înălțimile acestora (H_1 ; H_2) vor fi de minim 30 cm. Blocul de fundație fiind considerat element rigid, înălțimea sa, respectiv înălțimea fiecărei trepte, trebuie astfel aleasă, încît condiția de rigiditate (13.8) să fie satisfăcută în ambele direcții, adică :

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{H_i}{L_i} \geqslant \text{tg}\,\alpha_{adm},$$

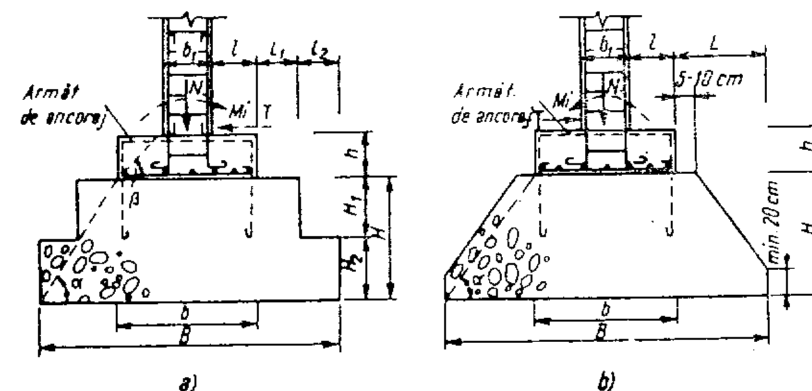


Fig. 13.16. Fundații izolate rigide sub stîlpi :
a — în trepte; *b* — obelisc.

unde :

H_i este înălţimea blocului de fundaţie sau a unei trepte ;
L_i — deschiderea în consolă a blocului de fundaţie sau a unei trepte.

Valorile minime pentru $\operatorname{tg}\alpha_{adm}$ la fundaţiile izolate rigide sub stilpi sînt date în tabela 13.3.

Tabela 13.3.

Valori minime pentru $\operatorname{tg}\alpha_{adm}$

Presiune admisă pe teren [daN/cm²]	Valori minime ale $\operatorname{tg}\alpha_{adm}$	
	B 50	B 70 sau mai mare
$p_a<2{,}00$	1,3	1,1
$2{,}00\leqslant p_a<3{,}00$	1,5	1,2
$3{,}00\leqslant p_a<4{,}00$	1,6	1,3
$p_a>4{,}00$	2,0	1,5

Marca betonului din blocul de fundaţie va fi cel puţin B 50 în cazul cînd cuzinetul nu este ancorat în bloc, şi cel puţin B 100 cînd este ancorat.

Cuzinetul se interpune între stîlp şi blocul de fundaţie, cu scopul de a repartiza sarcina stîlpului pe o suprafaţă mai mare a blocului de fundaţie. În cuzinet se foloseşte beton de marcă cel puţin B 100 şi pînă la marca betonului din stîlp. Forma cuzinetului este de regulă prismatică sau obelisc cu bază prismatică. Dimensiunile în plan ale cuzinetului a, b se aleg pe considerente economice, în funcţie de dimensiunile blocului A, B, astfel încît costul total al fundaţiei să fie minim, recomandîndu-se în acest sens :

$\frac{b}{B}=\frac{a}{A}=0{,}55—0{,}65$ dacă blocul are o singură treaptă ;

$\frac{b}{B}=\frac{a}{A}=0{,}40—0{,}50$ dacă blocul are două sau trei trepte.

Înălţimea cuzinetului h se ia de minim 30 cm, respectîndu-se în acelaşi timp şi următoarele condiţii :

$$\operatorname{tg}\beta=\frac{h}{l}>\frac{2}{3} \quad \text{şi} \quad \frac{h}{b}\geqslant 0{,}25.$$

Cuzinetul se armează la partea inferioară cu o plasă alcătuită din bare drepte, dispuse paralel cu laturile sale. Diametrul barelor va fi de cel puţin 8 mm, iar distanţa dintre ele de 10—20 cm. Procentul minim de

armare după fiecare direcţie va fi de 0,15%. Pentru a nu fi necesară şi armătură înclinată, se recomandă ca dimensiunile cuzinetului să fie astfel alese, încît să fie satisfăcută condiţia :

$$\operatorname{tg}\beta=\frac{h}{l}\geqslant 1.$$

Dacă din anumite ipoteze de încărcare (solicitări excentrice) rezultă tendinţa cuzinetului de a se ridica de pe blocul de fundaţie, adică la limita de separaţie dintre bloc şi cuzinet apar şi eforturi de întindere, acesta se va ancora în blocul de fundaţie prin armătură de ancoraj (fig. 13.16).

Dimensionarea fundaţiilor rigide izolate sub stîlpi constă în determinarea dimensiunilor blocului de fundaţie (A, B, H), respectiv ale cuzinetului (a, b, h), precum şi calcularea cantităţii de armătură din cuzinet.

Dimensiunile în plan ale blocului se aleg astfel ca presiunea transmisă terenului să nu depăşească presiunea admisibilă. Această condiţie, dacă se are în vedere relaţia (13.1), respectiv (13.3), se poate exprima astfel :

— în cazul cînd stîlpul încarcă fundaţia centric (forţă axială N) :

$$p_{ef}=\frac{N+G_f}{AB}\leqslant p_a; \tag{13.15}$$

— în cazul cînd stîlpul încarcă fundaţia excentric după o direcţie (forţă axială N, moment încovoietor M_l, forţă tăietoare) :

$$p_{1,2}=\frac{N+G_f}{AB}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right), \tag{13.16}$$

$$p_1=p_{max}\leqslant 1{,}2\,p_a;\; p_2=p_{min}\geqslant 0, \tag{13.17}$$

$$p_{med}=\frac{p_1+p_2}{2}\leqslant p_a. \tag{13.17'}$$

În relaţiile (13.15) şi (13.16) G_f reprezintă greutatea proprie a întregii fundaţii (bloc, cuzinet şi eventual pămînt), iar e este excentricitatea şi are valoarea (în acest caz) : $e=\frac{M}{N+G_f}$, unde M este momentul tuturor forţelor faţă de mijlocul bazei fundaţiei : $M=M_l\pm T_l(H+h)$.

Înălţimea H a blocului rezultă din condiţia de rigiditate (13.8).

Dimensiunile cuzinetului se aleg pe baza recomandărilor constructive redate anterior, iar pentru calculul armăturii se consideră porţiunile libere ale cuzinetului ca nişte console încărcate de jos în sus cu reacţiunea blocului de beton, calculîndu-se momentele încovoietoare pe cele două direcţii în secţiunile de încastrare de la marginile stîlpului (fig. 13.17).

Armătura din direcţia $x—x$ se dimensionează la momentul încovoietor calculat faţă de secţiunea *9—1—2—11*, considerînd încărcarea de pe su-

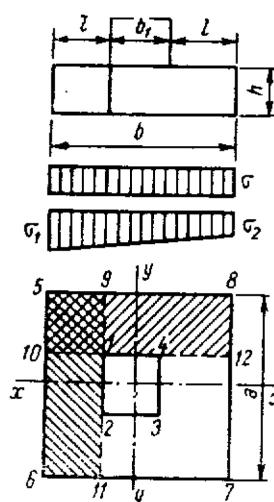


Fig. 13.17. Schema de calcul a cuzinetului.

prafața dreptunghiulară 5—6—11—9. Dacă cuzinetul este pătrat, atunci armătura este identică în ambele direcții. În cazul unui cuzinet cu forma în plan dreptunghiulară, armătura din direcția $y—y$ se dimensionează la momentul încovoietor din secțiunea 10—1—4—12, dat de încărcarea de pe suprafață 5—8—12—10.

Forma în plan, atît a blocului de fundație cît și a cuzinetului, poate fi pătrată sau dreptunghiulară, după cum este secțiunea transversală a stîlpului, păstrîndu-se în general același raport între laturile secțiunii fundației ca și la stîlpi.

Săpătura pentru aceste fundații se execută cu dimensiunile ultimei trepte a blocului, pentru care turnarea se face fără cofraj. Dacă blocul are mai multe trepte, după turnarea primei trepte se montează cofrajul pentru următoarele, executînd apoi blocul pînă la cota inferioară a cuzinetului. La această cotă se montează armătura din talpa cuzinetului, respectiv mustățile pentru legătura cu armătura din stîlp și se montează cofrajul pentru turnarea betonului în cuzinet. Dacă cuzinetul are și armătură de ancoraj, aceasta se montează în timpul turnării blocului de fundație. Fundațiile izolate rigide se utilizează în general în cazurile în care încărcările transmise de stîlpi acționează centric asupra fundațiilor, sau cu o excentricitate relativ mică.

13.4.2. FUNDAȚII IZOLATE ELASTICE SUB STÎLPI

Fundațiile izolate elastice se execută din beton armat sub forma unor plăci masive, formînd corp comun cu stîlpii, care se încastrează în ele. Au avantajul față de fundațiile rigide, că la aceleași lățimi ale tălpii, se pot realiza cu înălțimi mai mici, reducînd astfel consumul de beton, respectiv volumul de săpătură. Din acest punct de vedere, fundațiile elastice se indică a fi utilizate mai ales atunci cînd nivelul apelor subterane este ridicat, iar suprafețele necesare ale tălpilor fundațiilor sînt mari.

În cazul fundațiilor izolate elastice încastrarea stîlpilor în fundație este mai bună decît la cele rigide, motiv pentru care la încărcări ale stîlpilor care acționează cu o excentricitate mai mare (stîlpii sînt solicitați și de momente încovoietoare) este, de asemenea, recomandată folosirea acestor fundații.

În funcție de suprafața în plan, fundațiile izolate elastice pot avea formă paralelipipedică, dacă suprafața este mică ($S \leq 1{,}0\ m^2$), în trepte sau de obelisc, dacă suprafața este mai mare (fig. 13.18, *b, c, d*).

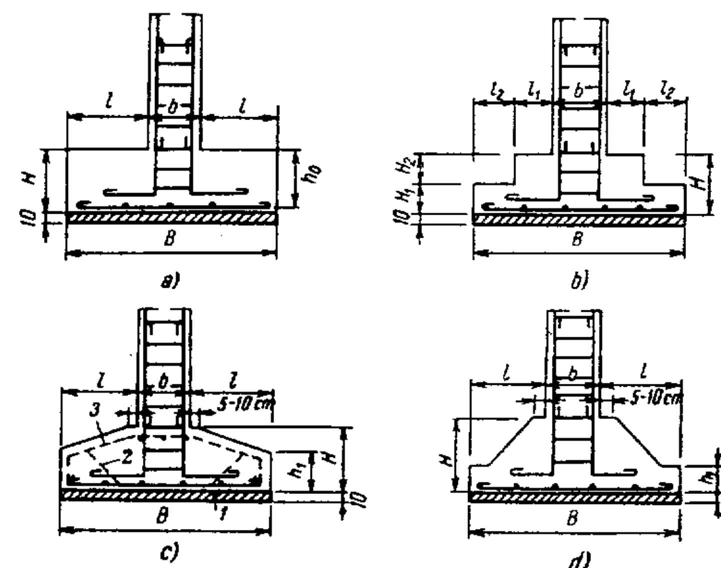


Fig. 13.18. Fundații izolate elastice sub stîlpi :
a — paralelipipedică; *b* — în trepte; *c* — obelisc; *d* — obelisc și treaptă.

Secțiunea orizontală a fundației poate fi pătrată sau dreptunghiulară, păstrînd în general același raport între laturile secțiunii ca și la stîlpul de beton armat.

În țara noastră, forma de fundație mai des utilizată este cea de obelisc (fig. 13.18, *c*).

Fața superioară a fundației obelisc depășește de jur împrejur conturul stîlpului cu 5—10 cm, pentru a se putea realiza o sprijinire bună a cofrajelor și o perfectă centrare a stîlpului.

Fundațiile izolate elastice, avînd o înălțime mai mică decît cele rigide, la partea inferioară a tălpii vor apare eforturi de întindere din încovoiere mari, care neputînd fi preluate de beton, trebuie preluate de armătura de rezistență. În acest sens, talpa fundației se armează la partea inferioară cu un grătar de bare drepte (*1*) dispuse paralel cu laturile. Diametrul minim al barelor de rezistență este de 10 mm, iar distanța dintre ele de 10—25 cm.

Procentul minim de armare pe fiecare direcție va fi de 0,15% raportat la secțiunea Bh_0 sau Ah_0.

În cazul cînd betonul din fundație nu poate prelua eforturile principale de întindere la 45°, se prevăd și armături înclinate (*2*).

Prescripțiile recomandă ca, înălțimea fundației să fie astfel aleasă, încît fundația să aibă totuși o rigiditate suficientă pentru repartizarea în bune condițiuni a sarcinii stîlpului la teren. De asemenea, este mai economic să se evite armătura înclinată, luînd pentru fundație o înălțime suficientă ca betonul să poată prelua eforturile unitare principale de întindere.

În coloana a 2-a a tabelei 13.4 se dau valorile minime ale raportului dintre înălţimea H şi latura mare a tălpii fundaţiei B, pentru care este asigurată rigiditatea, iar în coloana a 3-a, valorile aceluiaşi raport pentru care armătura înclinată nu mai este necesară (nu mai este necesară verificarea la forţa tăietoare).

Tabela 13.4

Valorile raportului $\frac{H}{B}$.

Presiunea max. pe teren [daN/cm²]	$\frac{H}{B}$ min.	Valori $\frac{H}{B}$ peste care nu mai este necesară verificarea la forţa tăietoare
1,00	0,20	0,20
2,00	0,21	0,22
3,00	0,22	0,24
4,00	0,23	0,26
5,00	0,24	0,28
6,00	0,25	0,30

Pe considerente economice, în special reducerea consumului de armătură, se recomandă ca pentru raportul H/B să se ia valori mai mari decît cele din tabela 13.4 şi anume :

$$H/B=0,25—0,35.$$

Din condiţii de rezistenţă şi de execuţie, înălţimea minimă a fundaţiei în dreptul stîlpului va fi $H=30$ cm, iar la margine $h_1=\frac{H}{2}-\frac{H}{3}$, însă cel puţin 20 cm.

În afară de armătura de rezistenţă de la partea inferioară a tălpii fundaţiei (*1*) şi eventual a armăturii înclinate (*2*), la partea superioară a fundaţiilor obelisc, se poate monta armătură constructivă după cum urmează :

— pentru $b \leqslant 50$ cm sau $a \leqslant 50$ cm : 2Φ12 ;
— pentru $50 < b \leqslant 100$ cm sau $50 < a \leqslant 100$ cm : 3Φ12 ;
— pentru $b > 100$ cm sau $a > 100$ cm : 4Φ12,

unde a şi b sînt laturile secţiunii transversale ale stîlpului.

Pentru protejarea armăturii de rezistenţă din talpă, sub fundaţiile elastice se toarnă un strat de egalizare din beton simplu (B 20, B 35) de 5—10 cm grosime, după cum terenul de fundaţie este uscat sau umed. Pe acest strat de egalizare turnat în groapa de fundaţie se montează armătura fundaţiei, inclusiv mustăţile de legătură cu armătura stîlpului, după care urmează betonarea fundaţiei. Marca betonului utilizat la fundaţiile izolate elastice este cel puţin B 100, putînd ajunge pînă la marca betonului din stîlpi.

Dimensionarea fundaţiilor izolate elastice se reduce la determinarea suprafeţei în plan şi a înălţimii lor, precum şi la calculul armăturii necesare.

Din punct de vedere static, o fundaţie izolată elastică sub un stîlp se prezintă ca o placă (fig. 13.19) rezemată pe un mediu deformabil (terenul) şi încărcată cu sarcină concentrată din stîlp (sau mai exact distribuită pe o suprafaţă redusă egală cu suprafaţa secţiunii stîlpului). Această placă lucrează la încovoiere sub efectul sarcinii active concentrate, transmisă de stîlp şi al reacţiunii terenului distribuită pe faţa ei inferioară după o lege care depinde de deformabilitatea terenului, respectiv a plăcii de fundaţie.

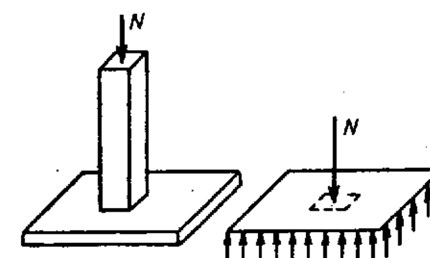


Fig. 13.19. Scheme statice de încărcare a fundaţiilor izolate elastice.

De cele mai multe ori în calculele practice nu se ia în considerare elasticitatea terenului de fundaţie, astfel încît repartizarea presiunilor pe teren se consideră tot liniară ca şi la fundaţiile izolate rigide. Considerînd această simplificare, suprafaţa în plan a tălpii fundaţiilor elastice se determină la fel ca a blocului de beton simplu de la fundaţiile rigide, din condiţia de nedepăşire a presiunii admisibile a terenului. Înălţimea fundaţiei se alege folosind recomandările constructive menţionate anterior în acest sens.

Pentru calcularea armăturii de rezistenţă din zona întinsă se încarcă talpa fundaţiei cu diagrama de presiuni pe teren, provenită din încărcările exterioare (numai încărcarea din stîlp, fără greutatea proprie a fundaţiei), considerată ca reacţiune a terenului, adică acţionînd de jos în sus. Talpa fundaţiei se descompune în patru console, a căror suprafeţe în plan sînt delimitate de conturul fundaţiei şi patru drepte duse din colţurile secţiunii stîlpului, drepte care includ cu laturile stîlpului unghiuri de 45° (fig. 13.20, *a*, *b*). Cele patru console se consideră încastrate în stîlp, momentele încovoietoare date de reacţiunea terenului p' calculîndu-se în secţiunile de la marginile stîlpului.

La fundaţia pătrată (fig 13.20, *a*), armătura în direcţia x—x se dimensionează la momentul încovoietor M_x calculat faţă de secţiunea *9—1—2—10*, considerînd reacţiunea terenului repartizată pe suprafaţă trapezoidală *1—2—6—5*. Pentru armătura din direcţie y—y, secţiunea de calcul a momentului M_y este *11—4—1—12*, iar suprafaţa pe care acţionează încărcarea este trapezul *1—4—8—5*.

În cazul unei solicitări centrice a fundaţiei, presiunea fiind uniform distribuită, iar cele două suprafeţe egale, momentul M_x este identic cu M_y, avînd valoarea :

$$M_x=M_y=\frac{p'l^2}{6}(2B+b). \qquad (13.18)$$

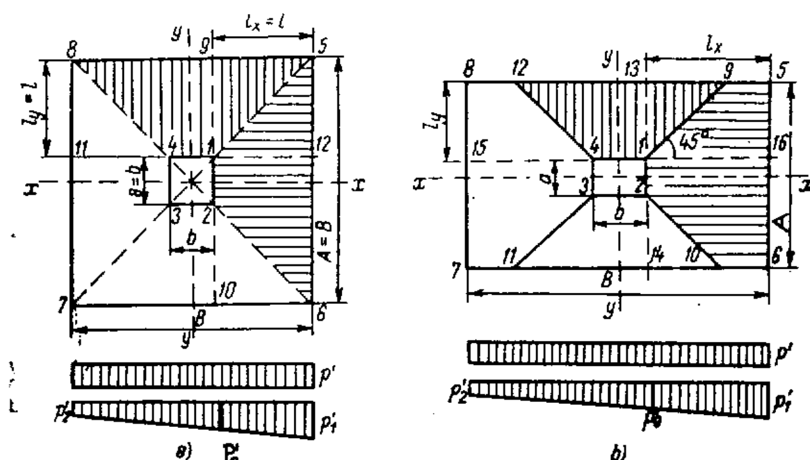


Fig. 13.20. Scheme de încărcare pentru calculul armăturii la fundații izolate elastice :
a — fundație pătrată; *b* — fundație dreptunghiulară.

La o solicitare excentrică a fundației după o direcție (presiune liniar distribuită), valorile momentelor încovoietoare se pot calcula cu relațiile :

$$M_x=\frac{Bl^2}{6}(2p'_1+p'_0)-\frac{l^3}{6}(p'_1+p'_0) \qquad (13.19)$$

și

$$M_y=\frac{p'_{med}\,l^2}{6}(2B+b), \qquad (13.20)$$

unde :

$$p'_{med}=\frac{p'_1+p'_2}{2}.$$

La fundația dreptunghiulară (fig. 13.21, *b*), principiul de calcul este același ca la fundația pătrată, adică momentul M_x se calculează față de secțiunea *13—1—2—14*, considerînd încărcarea de pe suprafața poligonală *5—6—10—2—1—9*, iar momentul M_y față de secțiunea *15—4—1—16*, încărcarea acționînd pe suprafața trapezoidală *1—4—12—9*.

Cu notațiile din figura 13.20, *b*, relațiile de calcul a momentelor încovoietoare pentru cazul solicitării centrice a fundației sînt :

$$M_x=\frac{p'}{6}(3Al_x^2-2l_y^3); \qquad (13.21)$$

$$M_y=\frac{p'l_y^2}{6}(3b+4l_y), \qquad (13.22)$$

iar pentru solicitări excentrice după o direcție :

$$M_x=\frac{Al_x^2}{6}(2p'_1+p'_0)-\frac{l_y^3}{6}(p'_3+p'_0); \qquad (13.23)$$

$$M_y=\frac{p'_{med}\,l_y^2}{6}(3b+4l_y). \qquad (13.24)$$

Cunoscînd valorile momentelor M_x și M_y, prin aplicarea formulei (13.14), rezultă armătura necesară din talpa fundației.

13.4.3. FUNDAȚII CONTINUE SUB STÎLPI

Construcțiile cu schelet de rezistență în cadre se fundează, de regulă, prin fundații izolate sub stîlpi. Acest sistem de fundare este economic și nu cere o execuție prea pretențioasă.

Deseori însă, din cauza naturii pămîntului și a sarcinilor foarte mari, suprafețele fundațiilor izolate devin mari, încît apare mai bună soluția de a uni fundațiile unor șiruri de stîlpi după o direcție, realizînd astfel fundații continue (grinzi de fundații, fig. 13.21).

În secțiune transversală, fundațiile continue sub stîlpi se fac sub forma unui T întors, fiind alcătuite din grinda propriu-zisă cu secțiune dreptunghiulară și o placă de bază dezvoltată simetric față de grindă în consolă.

Fundațiile continue sub stîlpi, fiind solicitate de sarcini mari (circa 150—200 kN/m lungime de fundație) au secțiuni puternice. Înălțimea lor variază între 1/3 și 1/6 din distanța dintre stîlpi, în funcție de încărcare.

În sens longitudinal, grinda de fundație propriu-zisă are armătura de rezistență alcătuită din bare drepte și înclinate, iar în sens transversal etrierii și agrafe (fig. 13.22).

Barele folosite pentru armătura de rezistență longitudinală din grindă au diametre mari (ϕ20—30 mm), fiind dispuse pe un singur rînd, iar uneori pe două sau chiar trei rînduri. Din cauza înălțimii mari a grinzilor este uneori nevoie ca barele înclinate să fie ridicate sub unghiuri mai mari decît 45° (60°), acest lucru menționîndu-se prin cote exacte, în planurile de armare.

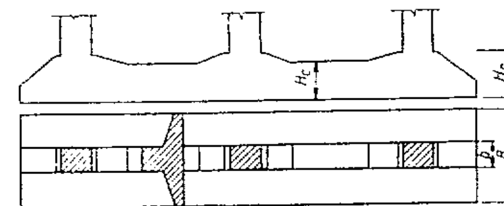


Fig. 13.21. Fundații continue sub stîlpi.

Talpa fundației se armează în sens transversal cu armătură de rezistență, iar în sens longitudinal cu armătură de repartiție, la fel ca fundațiile continue elastice sub ziduri.

Execuția acestor fundații începe cu turnarea unui strat de egalizare de beton simplu, cu grosime de 5—10 cm pe fundul săpăturii, pe care se montează armătura. Turnarea betonului se face în două reprize. Întîi se toarnă talpa și după ce betonul s-a întărit puțin, se toarnă corpul grinzii. Între cele două turnări nu trebuie să treacă mai mult decît 2—3 ore,

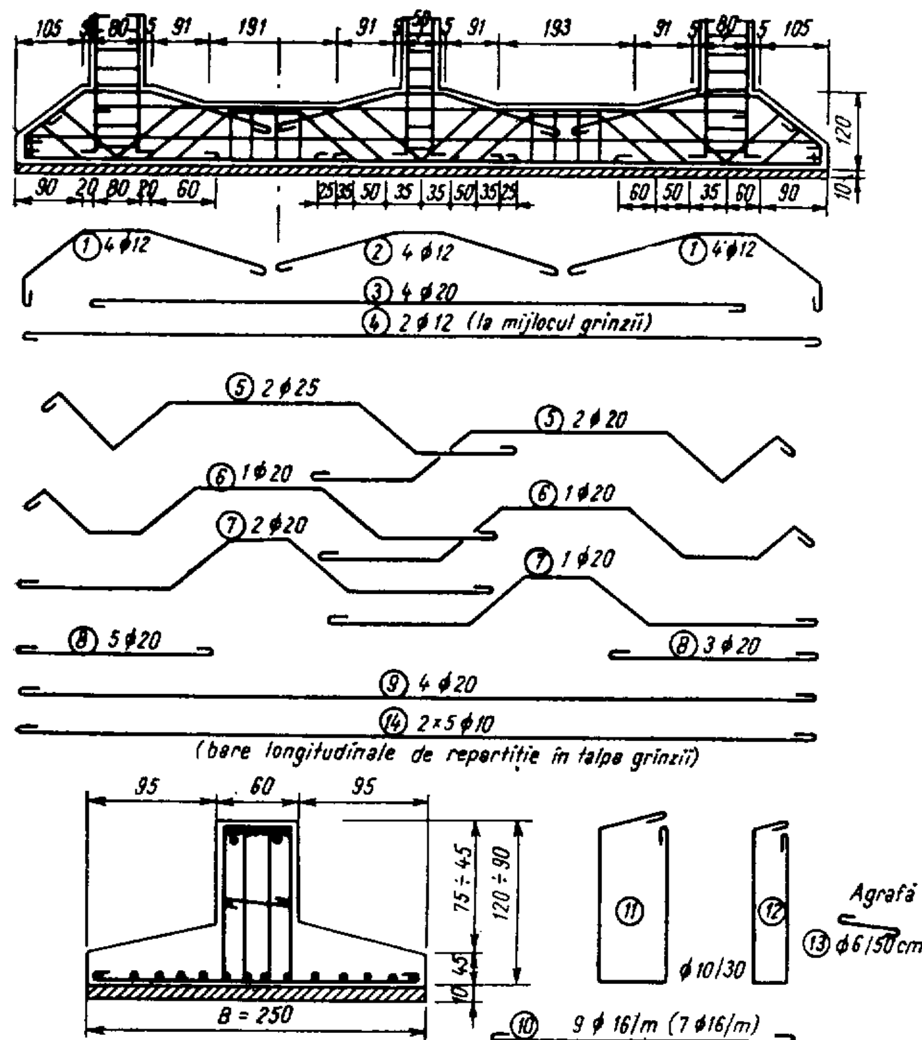


Fig. 13.22. Fundație continuă de beton armat sub stîlpi (detaliu de armare).

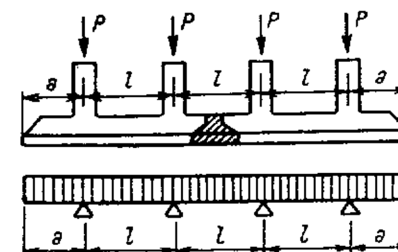


Fig. 13.23. Schema de încărcare pentru calculul fundațiilor continue sub stîlpi.

pentru a nu se crea un plan de separație. În locurile unde urmează să se toarne în continuare stîlpii, din grindă se lasă mustăți pentru legătura cu armătura stîlpilor. Numărul de mustăți este egal și echivalent ca secțiune cu armătura longitudinală din stîlp.

Calculul grinzilor continue, care se execută numai ca fundații elastice din beton armat, se face răsturnînd întreg sistemul adică considerînd fundația ca o grindă continuă rezemată pe stîlpi și încărcată cu presiunea efectivă de sub talpă, considerată ca reacțiune a terenului (fig. 13.23).

Considerînd că rigiditatea grinzii de fundație este foarte mare în comparație cu a terenului pe care reazemă, pentru repartizarea presiunii sub talpa fundației, se poate adopta o variație liniară. În această ipoteză schema statică de calcul constă într-o grindă continuă încărcată cu o sarcină liniară distribuită uniform sau trapezoidal.

Ipotezele repartizării liniare a presiunii sub talpa fundațiilor continue sub stîlpi, constituie o simplificare respectiv o sursă de erori și mai mare decît în cazul fundațiilor izolate. În realitate presiunea sub grinda de fundație are o variație oarecare.

Metodele mai exacte de calcul a fundațiilor continue sub stîlpi se bazează pe legile elasticității, ținînd cont în măsură mai mare de repartizarea reală a presiunii sub fundație, respectiv de conlucrarea fundației cu terenul.

În ceea ce privește determinarea suprafeții în plan, aceasta se face pe baza condiției de rezistență a terenului ($p_{ef} \leqslant p_a$).

13.4.4. FUNDAȚII GRĂTAR

La unele construcții (în special la cele cu schelet de rezistență din cadre multietajate), cînd încărcările sînt mari și terenul de fundație este relativ slab, aplicarea soluției de fundare cu fundații continue numai după o direcție, poate conduce la lățimi mari pentru talpa acestor fundații. În acest caz, sistemul de fundare indicat îl constituie fundațiile grătar, alcătuite din tălpi continue, dispuse după două direcții, de regulă ortogonal (fig. 13.24).

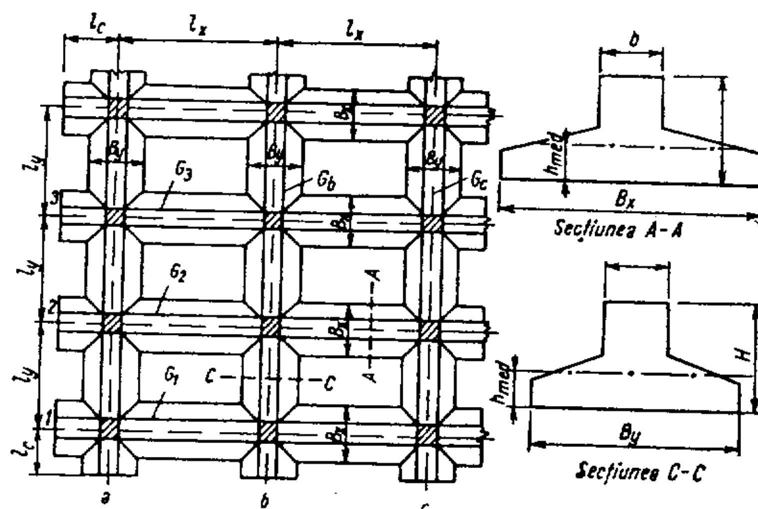


Fig. 13.24. Fundaţii grătar (pe reţele de tălpi încrucişate).

Acest sistem de fundare se utilizează şi atunci cînd se cere o rigidizare a bazei construcţiei în ambele direcţii, pentru a preveni producerea tasărilor neuniforme.

Calculul static şi de dimensionare al acestor fundaţii se face descompunînd sistemul de tălpi continue încrucişate în tălpi continue separate după cele două direcţii şi încărcîndu-le pe fiecare cu partea aferentă din sarcina totală transmisă de stîlpi, în nodurile reţelei de tălpi încrucişate.

Executarea fundaţiilor grătar este identică cu a celor continue după o direcţie

13.4.5. FUNDAŢII RADIER GENERAL

În cazul unor sarcini mari şi terenuri slabe de fundaţii, se întîmplă deseori că nici sistemul de fundare pe tălpi continue încrucişate să nu fie corespunzător, prin faptul că nu se poate realiza o suprafaţă în plan suficientă ca mărime, astfel încît presiunea efectivă pe teren să nu depăşească presiunea admisibilă. În astfel de situaţii, mărirea suprafeţei în plan prin care se transmit încărcările de la construcţie la teren şi reducerea respectiv uniformizarea presiunii efective pe teren, se obţine prin folosirea sistemului de fundare cu radier general.

Mai frecvent, radierele generale se utilizează ca sistem de fundare la silozuri, buncăre, blocuri înalte, turnuri de răcire, rezervoare etc.

Radierele generale se aplică şi în cazul cînd, din cauza neuniformităţii terenului de fundaţie, există pericolul să apară tasări mari şi neuniforme

sub fundaţiile izolate sau continue. Adoptînd soluţia de radier general se obţine o rigidizare a bazei construcţiei şi deci o uniformizare a tasărilor.

Radierele generale se folosesc, de asemenea, ca fundaţii pentru construcţii cu subsoluri şi construcţii îngropate (rezervoare, bazine) situate sub nivelul apelor subterane, realizîndu-se cu ajutorul lor cuve etanşe.

După modul de execuţie şi de preluare a încărcărilor de la construcţie, radierele generale pot fi :

— radiere generale de greutate ;
— radiere generale care lucrează la încovoiere.

Radiere generale de greutate. Se folosesc la construcţii situate sub nivelul apelor subterane (rezervoare, bazine etc.). Radierul propriu-zis este independent de fundaţiile construcţiei, fiind separat de acestea prin rosturi de etanşare (fig. 13.25). Datorită acestui fapt un astfel de radier nu lucrează la încovoiere, respectiv nu contribuie la transmiterea sarcinilor de la construcţie la teren, el avînd numai rolul de creere a unei cuve etanşe. Practic radierul general de greutate se obţine printr-o îngroşare a pardoselii, fiind de fapt o pardoseală de tip greu.

Grosimea radierului trebuie să fie suficientă pentru ca greutatea lui să echilibreze subpresiunea apei, împiedicînd ridicarea lui şi a hidroizolaţiei orizontale. Scriind acest lucru sub formă de relaţie de calcul se obţine condiţia :

$$h_{rnec}\gamma_b \geqslant h_a\gamma_w.$$

Considerînd pentru greutatea specifică a apei valoarea unitară ($\gamma_w = 1$), rezultă :

$$h_{rnec} \geqslant \frac{h_a}{\gamma_b}, \qquad (13.25)$$

unde :

h_{rnec} este grosimea necesară a radierului ;
γ_b — greutatea specifică aparentă a materialului radier ;
h_a — înălţimea maximă a nivelului apei subterane faţă de cota hidroizolaţiei orizontale.

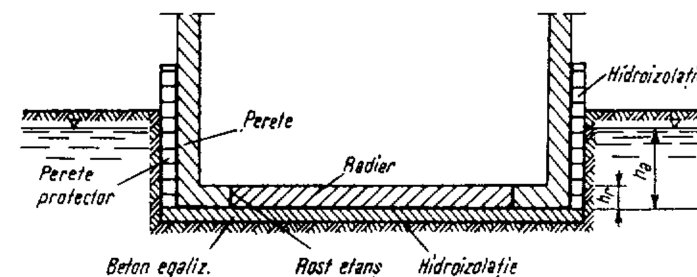


Fig. 13. 25. Radier general de greutate.

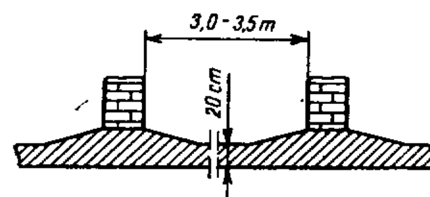


Fig. 13.26. Radier general de beton armat tip placă.

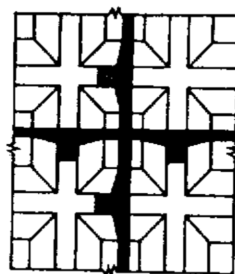


Fig. 13.27. Radier general de beton armat cu grinzi.

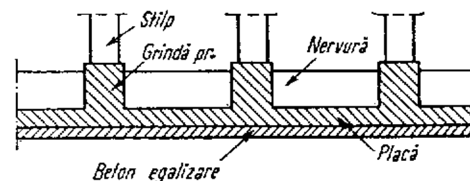
Radierele generale de greutate se execută, de obicei, din beton simplu sau beton slab armat.

Radiere din beton armat. Radierele generale care lucrează la încovoiere sînt analoage unor planșee întoarse, considerînd drept încărcare activă asupra lor reacțiunea terenului de fundație, iar ca reazeme elementele verticale de rezistență ale construcției respective (stîlpi, pereți portanți). Se execută din beton armat, numindu-se și radiere din beton armat, iar alcătuirea lor constructivă este asemănătoare cu a planșeelor. Din punct de vedere constructiv se deosebesc mai multe tipuri de radiere din beton armat :

— *Radierele tip placă* se folosesc la construcții sub ziduri portante, cu distanța între ele de circa 3—3,50 m. Radierul este format dintr-o singură placă cu grosime de minimum 20 cm, simplu armată după o direcție. În dreptul zidurilor de obicei sînt necesare vute din cauza momentelor încovoietoare negative (fig. 13.26).

— *Radiere cu grinzi* (fig. 13.27) se aplică la construcțiile cu schelet de rezistență în cadre. Placa radierului este armată pe două direcții, fiind rezemată pe contur pe grinzi. Acest tip de radiere poate avea, ca și planșeele, grinzi principale într-o direcție și secundare (nervuri) în cealaltă, sau numai grinzi principale în ambele direcții. Placa se așază la partea inferioară a grinzilor, pentru ca suprafața inferioară a radierului să fie plană, fapt ce permite executarea hidroizolației orizontale în condiții bune (fig. 13.28).

Fig. 13.28. Secțiune transversală printr-un radier general de beton armat cu grinzi și nervuri.



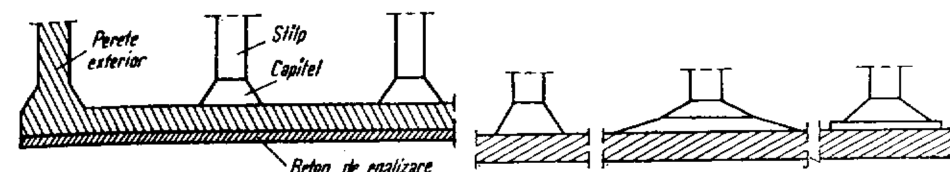


Fig. 13.29. Radier din beton armat tip planșeu-ciupercă.

Fig. 13.30. Capiteluri folosite la radiere tip planșeu-ciupercă.

Dezavantajul acestui sistem constructiv al radierului constă în reducerea înălțimii utile a subsolului, datorită grinzilor. Deși prin așezarea plăcii la partea superioară a grinzilor, dezavantajul amintit se elimină, nu se indică acest lucru pentru a nu îngreuna executarea hidroizolației orizontale.

— *Radierele tip planșeu-ciupercă* sînt alcătuite dintr-o placă de beton armat cu grosime de 30—50 cm, stîlpii rezemînd pe placă prin intermediul unor capiteluri (fig. 13.29).

Capitelurile au rolul de a repartiza sarcina din stîlpi pe o suprafață mai mare a plăcii radierului. În figura 13.30 se reprezintă diferite tipuri constructive de capiteluri.

Radierele tip planșeu-ciupercă se folosesc la rezervoare îngropate, depozite subterane și uneori la silozuri. Aceste radiere au următoarele avantaje :

— înălțime de construire redusă ;
— se elimină cofrajele pentru grinzi ;
— ambele fețe ale radierului sînt plane ;
— economie de armătură.

Determinarea suprafeței în plan a radierelor de beton armat se face din condiția ca presiunea efectivă să nu depășească presiunea admisibilă a terenului de fundație. Determinarea presiunii efective pe teren se poate face prin metode aproximativ sau exacte. Adoptînd ipoteza simplificatoare de considerare a unei rigidități mari a radierului în raport cu terenul, presiunea va avea o variație liniară. Pentru a obține o repartizare a presiunii cît mai aproape de realitate, trebuie aplicate metode de calcul care să țină seama atît de elasticitatea radierului cît și a terenului.

Calculul static și de dimensionare propriu-zis a radierului se face ca și la planșeele de beton armat.

13.4.6. FUNDAȚII PENTRU STÎLPI PREFABRICAȚI

Fundațiile pentru stîlpi prefabricați se execută din beton armat (marca cel puțin B 100) putînd fi turnate la fața locului (în acest caz, stîlpii prefabricați se montează în ele după întărirea betonului), sau prefabricate. Folosirea celor turnate la fața locului are avantajul că realizează o conlucrare mai bună între teren și fundație, însă necesită o durată de exe-

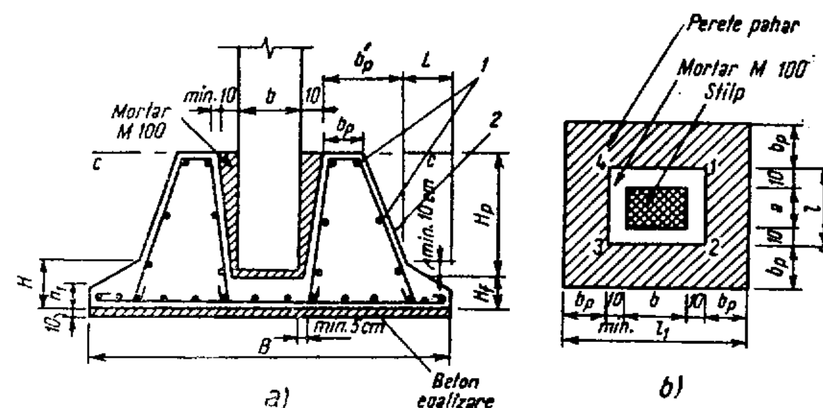


Fig. 13.31. Fundaţie pahar pentru stîlpi prefabricaţi :
a — secţiune verticală; *b* — secţiune orizontală prin pahar.

cuţie mai mare, datorită timpului necesar pentru întărirea betonului. Cel mai frecvent pentru stîlpii prefabricaţi, se folosesc fundaţiile tip pahar (fig. 13.31, *a*, *b*). În corpul fundaţiei se lasă la turnare un gol central sub formă de pahar, în care se introduce apoi stîlpul prefabricat. Lăţimea golului paharului va depăşi dimensiunile secţiunii de la baza stîlpului, de fiecare parte cu cel puţin 5 cm la partea inferioară şi 10 cm la partea superioară. După centrarea şi fixarea stîlpului în pahar cu ajutorul unor pene (de preferat pene metalice), spaţiul dintre stîlp şi pereţii paharului se umple cu mortar de ciment de marcă M 100. La turnare mortarul de ciment se îndeasă bine, astfel încît după întărirea sa, să se realizeze o bună încastrare a stîlpului în fundaţia pahar.

Pentru a uşura lucrările de centrare a stîlpului prin reducerea rezistenţei de frecare, pe capătul stîlpului şi pe fundul paharului se montează cîte o plăcuţă metalică cu grosime de 10 mm (fig. 13.32). Pe fundul paharului, în axul său, se lasă la turnare o cavitate cu dimensiuni în plan de 10×40 cm şi adîncimea de 12 cm. După ce printr-un nivelment de precizie s-au fixat cotele de nivel şi axele stîlpilor, în conformitate cu proiectul de execuţie, se montează plăcuţa de pe fundul paharului. Fixarea ei se face cu ajutorul a două bare de oţel beton (∅16—18) sudate pe plăcuţă şi înglobate într-un mortar de ciment. Plăcuţa din capătul stîlpului se fixează odată cu turnarea acestuia. În spaţiul dintre capătul stîl-

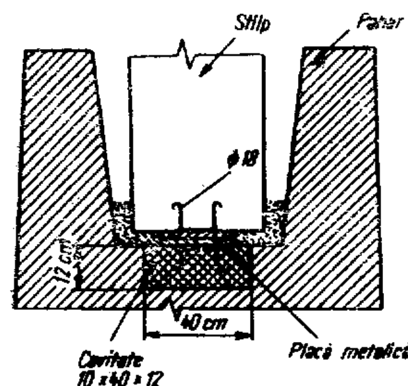


Fig. 13.32. Detaliu de execuţie al paharului.

pului şi fundul paharului se toarnă un mortar mai fluid, pentru a putea pătrunde mai uşor în acest spaţiu relativ redus (circa 2 cm).

Determinarea suprafeţei în plan a fundaţiei pahar şi calculul armăturii din talpă se face la fel ca la fundaţiile izolate elastice sub stîlpi.

Pentru dimensionarea paharului, normativele prevăd verificarea pereţilor acestuia la compresiune şi încovoiere, precum şi o verificare la străpungere a fundului paharului. Verificarea la străpungere constituie de fapt dimensionarea fundului paharului, adică determinarea grosimii lui conform relaţiei de condiţie :

$$H_f \geqslant \frac{N_0}{5U} \geqslant 25\,\text{cm}, \qquad (13.25)$$

unde :

- U este perimetrul secţiunii stîlpului, în cm ;
- 5 — rezistenţa la forfecare a betonului, în daN/cm² ;
- N_0 — sarcina stîlpului dată de încărcările care intervin înainte de întărirea mortarului de solidarizare a stîlpului cu fundaţia, în daN.

Normativele recomandă ca dimensiunile pereţilor paharului să fie astfel luate, încît aceştia să poată prelua eforturile de întindere din încovoiere ca elemente din beton simplu. Armarea pereţilor (armăturile *1* şi *2* — fig. 13.31) se prevede constructiv, folosind bare cu diametru de cel puţin 10 cm. Grosimea minimă a pereţilor paharului este $b_p = 25$ cm, iar la fundaţii cu dimensiuni reduse pentru simplificarea execuţiei, se admite grosime constantă pentru pereţi, adică $b_p' = b_p$.

Verificarea la compresiune a pereţilor nu mai este necesară, dacă în alegerea înălţimii paharului se respectă condiţiile :

$$H_p \geqslant 1{,}2\,b \qquad \text{şi} \qquad H_p \geqslant \frac{1}{8} H_s,$$

unde :

- H_s este lungimea de calcul a stîlpului ;
- b — lăţimea stîlpului în direcţia de acţiune a momentului încovoietor din stîlp.

De asemenea, nici verificarea la încovoiere a pereţilor nu este necesară, dacă pentru grosimea peretelui paharului b_p se respectă condiţia :

$$b_p \geqslant 0{,}75\,b.$$

14. FUNDAŢII DE SUPRAFAŢĂ EXECUTATE SUB NIVELUL APEI

În general, pentru executarea în uscat a fundaţiilor sub nivelul apei, se foloseşte unul din procedeele de îndepărtare a apei (cap. 12). Astfel, se crează incinte de palplanşe sau batardouri din care se pompează apa, sau se coboară nivelul apei subterane, prin creere de depresiuni. În cazul adîncimilor mai mari, se aplică soluţii de fundare pe chesoane cu aer comprimat, pe piloţi sau pe coloane.

Totuşi în unele situaţii, procedeele arătate sînt neeconomice şi anevoios de executat, încît e necesar ca atît săpătura cît şi executarea fundaţiilor să se facă sub nivelul apei. Astfel de situaţii apar în special la unele lucrări maritime sau fluviale ca : diguri, cheiuri, spărgătoare de valuri etc. Executarea acestor fundaţii se poate realiza prin :

— turnarea betonului sub apă ;
— fundarea pe anrocamente şi umpluturi din piatră ;
— fundarea pe căsoaie ;
— fundarea pe blocuri de beton ;
— fundarea pe chesoane plutitoare.

14.1. TURNAREA BETONULUI SUB APĂ

Turnarea betonului sub apă nu se poate face prin aruncarea lui direct în apă, deoarece cimentul se separă de agregate în decursul sedimentării. Această separare se produce din cauza vitezei de sedimentare diferită a particulelor : agregatele sedimentează cu o viteză mai mare, iar particulele de ciment în stare coloidală plutesc în apă, sedimentînd cu o viteză mult mai redusă. Datorită acestui fapt, masivul de beton obţinut prezintă discontinuităţi, fiind alcătuit dintr-o masă de agregate cu intercalaţii de pastă de ciment, care nu mai are calităţi de liant. În consecinţă, orice metodă de betonare sub apă va avea ca obiectiv principal prevenirea pe cît posibil a acestor discontinuităţi din interiorul masivului de beton. O primă regulă care trebuie respectată, este ca betoanele turnate sub apă să aibă un conţinut de ciment mai mare decît cel dictat de marca respectivă, pentru ca în beton să rămînă suficient liant, chiar după ce o parte a fost spălat de apă. De asemenea, nu este de loc indicată introducerea amestecului de agregat şi ciment în apă, deoarece la periferia cantităţii

de amestec se va crea o zonă umedă, iar centrul amestecului va rămîne nehidratat.

Turnarea betonului sub apă se poate realiza prin următoarele procedee :

— turnarea betonului cu ajutorul cutiilor ;
— turnarea betonului cu ajutorul sacilor ;
— turnarea betonului cu ajutorul pîlniilor ;
— turnarea betonului cu ajutorul pompelor.

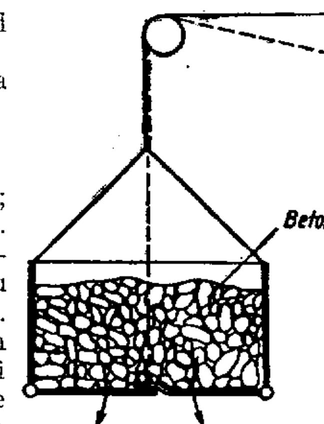


Fig. 14.1. Turnarea betonului sub apă cu ajutorul cutiilor.

Turnarea betonului cu ajutorul cutiilor. Cutiile folosite sînt confecţionate din lemn sau tablă, avînd o capacitate de 0,5 pînă la 1,0 m^3. Fundul cutiilor este mobil, fiind alcătuit din două elemente prinse articulat de pereţi (fig. 14.1). Deschiderea şi închiderea lui se face prin intermediul unui cablu care trece peste un scripete.

Cutia se umple cu beton şi apoi, cu ajutorul unei macarale se coboară în apă pînă la locul de betonare. Prin ridicarea cutiei şi slăbirea simultană a cablului de susţinere a fundului acesteia, betonul din cutie este golit. Operaţia se repetă deplasînd puţin lateral cutia, pentru ca prin turnarea treptată a betonului să se formeze un strat de o anumită grosime în funcţie de mărimea cutiei. Deşi prin această metodă nu se produce o separare a agregatelor, masa betonului prezintă unele discontinuităţi, care se datoresc faptului că de fiecare dată cînd se goleşte betonul din cutie, suprafaţa acestuia rămîne în contact cu apa, producîndu-se spălarea liantului. Din acest motiv, procedeul descris se foloseşte numai pentru executarea unor straturi de egalizare sau a unor betoane de slabă rezistenţă.

Turnarea betonului cu ajutorul sacilor. Betonul este introdus în saci de iută cu o capacitate de 50 pînă la 100 l. Sacii umpluţi cu beton sînt coborîţi în apă cu ajutorul unei macarale şi aşezaţi sub formă de zidărie de către scafandrii. Datorită greutăţii care apasă asupra sacilor umpluţi cu beton, mortarul de ciment iese prin ţesătura lor, realizînd o oarecare legătură între ei. Această legătură este însă foarte slabă, obţinîndu-se un beton discontinuu şi neomogen.

Aşezarea sub formă de zidărie a sacilor cu beton se foloseşte, de asemenea, pentru realizarea unui strat egalizator de nivelare a terenului excavat, sau pentru creerea unei incinte în care se toarnă betonul din fundaţia propriu-zisă prin alte metode (fig. 14.2).

Turnarea betonului cu ajutorul pîlniilor. Prin acest procedeu de turnare se obţine un beton de o calitate mai bună, în comparaţie cu procedeele anterioare. Turnarea se poate face cu ajutorul unor pîlnii mobile sau fixe. În cazul folosirii unei pîlnii mobile, în jurul incintei de betonare se face o schelă pe care se poate deplasa un mic pod rulant. De căruciorul

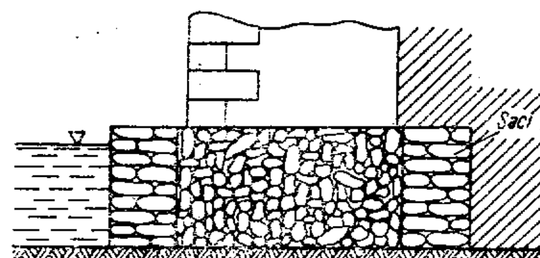


Fig. 14.2. Turnarea betonului sub apă cu ajutorul sacilor.

podului este fixat un tub cu diametru de cca. 30 cm (fig. 14.3, a). Cu ajutorul podului rulant şi al căruciorului tubul poate să ajungă în orice punct al zonei de betonat. De asemenea tubul poate fi mişcat şi în direcţie verticală, adică coborît sau ridicat.

Tubul este umplut şi alimentat încontinuu cu beton, pînă la terminarea betonării, care se execută fără întreruperi. Viteza de curgere a betonului din tub trebuie să corespundă debitului de alimentare cu beton. Turnarea primului strat de beton se realizează printr-o mişcare continuă a tubului într-o direcţie, iar pentru al doilea strat mişcarea se face în direcţia perpendiculară, pe cea corespunzătoare primului strat (fig. 14.3, b). Grosimea unui strat este de 30—70 cm. Turnarea betonului cu ajutorul pîlniei are productivitate mare, putîndu-se betona incinte cu suprafeţe mai mari în plan.

Dezavantajul metodei constă în faptul că, stratele turnate sînt în contact cu apa şi pînă la acoperirea lor cu stratele următoare, cimentul din partea superioară este spălat. Astfel, nu se asigură o legătură bună între stratele vecine, neobţinîndu-se un beton suficient de monolit. Acest dezavantaj este eliminat prin folosirea pîlniilor fixe, adică a unor tuburi care se pot mişca numai în direcţie verticală, nu şi în direcţie orizontală. Ca şi la metoda precedentă, deasupra incintei de betonare se face o schelă. Pe platforma acestei schele se fixează (la mijlocul suprafeţei de betonat) un tub de acelaşi diametru ca la metoda anterioară. Prin pîlnia de pe capătul superior al tubului se face alimentarea cu beton fără întrerupere, viteza de curgere a betonului în tub fiind de 0,1—0,2 m/s (fig. 14.4). La început se toarnă un strat cu o grosime de cca. 1,0 m, după aceasta se ridică tubul în acelaşi ritm în care curge betonul astfel ca gura lui să rămînă în permanenţă îngropată în beton, pe o adîncime de cca 1,0 m. În felul acesta, numai stratul de la partea superioară a masei de beton este în contact cu apa. Acest strat protector este ridicat de betonul turnat prin tub, iar cînd se ajunge deasupra nivelului apei se face îndepărtarea lui, betonarea continuînd prin turnarea la uscat.

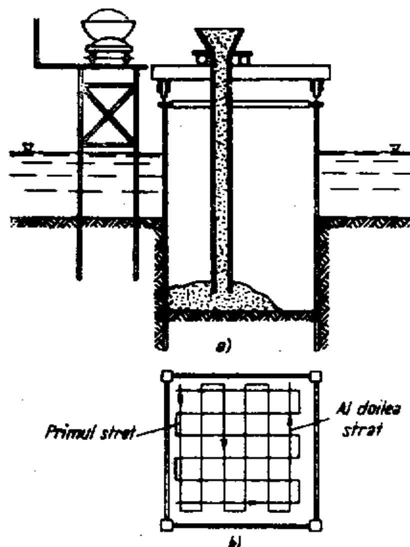


Fig. 14.3. Turnarea betonului sub apă cu ajutorul pîlniei mobile.

Calitatea betonului obţinut, prin turnarea sub apă cu ajutorul pîlniilor fixe, este bună, masa de beton fiind omogenă.

Răspîndirea betonului înspre lateral faţă de tub se face în condiţii bune pînă la o distanţă de cca. 3,00—3,50 m. Din această cauză, suprafaţa în plan a incintei ce poate fi betonată prin folosirea unui singur tub este de cca. 6,0×6,0 m.

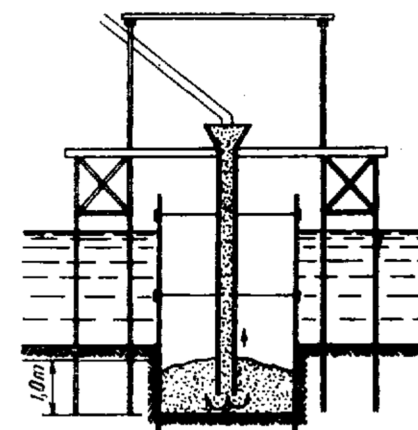


Fig. 14.4 Turnarea betonului sub apă cu ajutorul pîlniei fixe.

Turnarea betonului cu ajutorul pompelor. Turnarea betonului cu ajutorul pompelor se face în mod asemănător cu metoda pîlniei fixe. Pompa de beton este folosită pentru introducerea betonului, cu presiune, sub nivelul masei de beton deja turnate, presiune care în cazul pîlniei fixe este creată prin diferenţa de nivel dintre partea superioară a pîlniei şi nivelul betonului turnat.

Pompele pot fi folosite şi pentru transportarea betonului de la locul de preparare pînă la pîlnie.

14.2. FUNDAŢII PE ANROCAMENTE ŞI UMPLUTURI DIN PIATRĂ

Calitatea terenului de fundaţie sub nivelul apei (de pe fundul albiilor) este de obicei slabă. În consecinţă, fundaţiile nu se pot aşeza direct pe acest teren, fără a fi efectuate anumite lucrări de amenajare în prealabil.

Un procedeu ar consta în îndepărtarea stratelor neconsistente printr-una din metodele de săpare sub apă (săparea cu dragline, graifere, excavatoare cu cupe multiple, drăgi mecanice sau hidraulice). Aceste metode sînt însă greoaie şi nesigure, deoarece destul de greu se poate constata ajungerea cu săpătura la terenul bun, pe care se poate aşeza direct talpa fundaţiei. De asemenea, cînd stratele slabe au grosime mare îndepărtarea lor este costisitoare.

Un alt procedeu constă în executarea pe fundul albiei a unor umpluturi de anrocamente sau de piatră pe care apoi se fundează construcţia. Dacă stratele superficiale de consistenţă redusă (miluri) au grosime mică, ele se pot îndepărta, umplutura aşezîndu-se pe stratele rezistente.

Cînd grosimea stratelor este mare, din motive economice nu se mai face îndepărtarea lor ci umplutura se așază direct pe ele. Sub greutatea umpluturii o parte din stratele slabe refulează iar restul se consolidează. În acest caz, umplutura se execută cu o înălțime mai mare decît cea necesară, pentru a supune stratele slabe la o presiune sporită, care în general, să corespundă presiunii ce urmează a fi transmisă de construcție. Aceste umpluturi sînt lăsate timp mai îndelungat (circa 1 an) să se taseze, iar după aceea surplusul de umplutură se îndepărtează pînă la cota prevăzută de proiect și se execută construcția respectivă. Fundarea pe anrocamente și umpluturi din piatră se aplică la unele lucrări portuare (maritime sau fluviale) ca : spărgătoare de valuri, cheiuri etc., și în general, la construcții puțin sensibile la tasări.

Dislocarea, respectiv refularea stratelor moi și neconsistente poate fi intensificată prin explozii. În acest sens se introduc în terenul neconsistent tuburi distanțate la 10 m între ele, în care se introduce apoi exploziv. Prin explozii declanșate simultan se produce dislocarea și lichefierea stratelor neconsistente, care refulează ușor sub greutatea umpluturii, permițînd acesteia să ajungă pînă la stratul rezistent de suport.

La lucrările maritime, anrocamentele sînt expuse acțiunii valurilor, care le pot periclita stabilitatea. Din această cauză, pietrișul sau piatra cu dimensiuni mai mici, se așază înspre interiorul umpluturii, iar spre exterior se așază piatră cu dimensiuni și greutate mai mare, sau blocuri de beton (fig. 14.5).

Înclinarea taluzurilor sub care se face umplutura este în funcție de intensitatea curenților de apă, respectiv puterea de lovire a valurilor. Acolo unde puterea de lovire a valurilor este mare, taluzurile se fac cu înclinare mai mică și se protejează prin acoperire cu blocuri din beton de mare greutate.

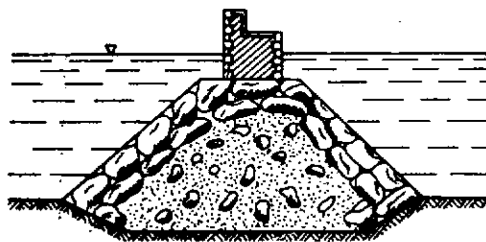


Fig. 14.5. Spărgător de valuri fundat pe anrocamente.

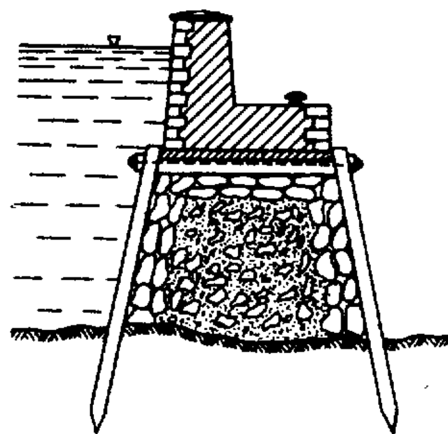


Fig. 14.6. Construcție hidrotehnică fundată pe anrocamente protejate cu piloți.

Cînd în fundul albiei pot fi bătuți piloți, pentru a reduce consumul de material de umplutură se execută din piloți doi pereți ancorați la partea superioară, între care se pune umplutura de piatră (fig. 14.6). În partea centrală se așază fragmente mai mici, iar spre exterior se pun fragmente mai mari, pentru a nu fi deplasate de curenții de apă prin spațiile dintre piloții care alcătuiesc pereții.

Pentru a nu se distruge tiranții de ancorare a pereților datorită tasărilor ulterioare, la baza construcției care se execută pe anrocamente, se prevăd niște locașuri de protejare care permit producerea de tasări mici, fără a deteriora tiranții.

14.3. FUNDAŢII PE CĂSOAIE

Căsoaiele sînt construcții provizorii, executate din lemn rotund sau cioplit pe două fețe, asemănătoare unor cutii mari, care se așază pe fundul albiei și se umplu cu blocuri de piatră (fig. 14.7). Căsoaiele se folosesc, de obicei, pentru realizarea de fundații la construcții provizorii, cum ar fi pile pentru poduri de serviciu, baraje provizorii pentru devierea cursurilor de apă în timpul lucrărilor în albia rîurilor, batardouri etc. Căsoaiele se execută cu înălțimi mai reduse (3—4 m) și sînt folosite mai ales la rîuri de munte cu fundul albiei stîncos, unde baterea piloților nu se poate face. Îmbinările la colțuri ale grinzilor care alcătuiesc căsoaiele sînt dulgherești, folosindu-se cît mai puțin material metalic posibil.

Materialul folosit ca umplutură este alcătuit din bolovani de rîu sau piatră de carieră, dacă există vreo exploatare prin apropiere.

La căsoaie, pericolul cel mai mare îl constituie desfacerea îmbinărilor sub acțiunea curenților de apă sau a împingerii umpluturii din interior. De aceea, pe înălțimea căsoaiei trebuie prevăzute o serie de legături de rigidizare a pereților acesteia.

În trecut căsoaiele s-au folosit pe scară largă la lucrări maritime și fluviale, în special în țările care aveau mult lemn : Rusia (canalul și portul din Leningrad), Canada, S.U.A. etc.

Odată cu extinderea întrebuințării betonului și betonului armat, căsoaiele au început să se utilizeze mai rar, iar astăzi numai în cazuri excepționale.

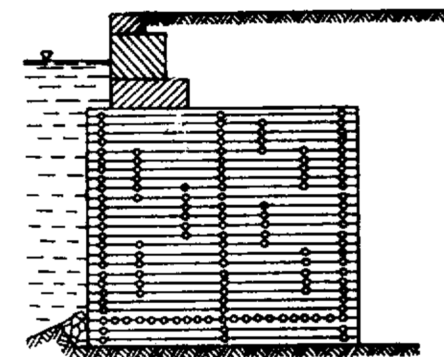


Fig. 14.7. Fundație pe căsoaie din lemn.

14.4. FUNDAȚII PE BLOCURI DIN BETON

Fundațiile pe blocuri din beton sînt, în principiu, asemănătoare cu fundațiile prefabricate. În locul unde urmează să se așeze blocurile, se creează o platformă orizontală, fie direct pe pămînt, fie prin intermediul unui strat de piatră. Pe această platformă se clădesc blocurile prefabricate din beton, confecționate în apropiere și scufundate în apă cu ajutorul macaralelor. Pentru a avea stabilitate la acțiunea mecanică a valurilor sau a curenților de apă, blocurile au dimensiuni respectiv greutăți mari (frecvent între 50 și 400 kN). Așezarea blocurilor unele peste altele se face sub formă de zidărie (fig. 14.8).

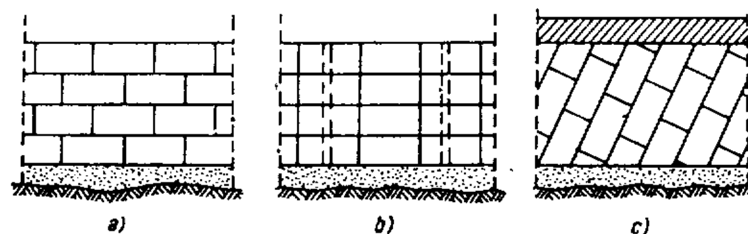


Fig. 14.8. Fundații pe blocuri din beton :
a — zidărie cu rosturi verticale decalate; b — zidărie cu rosturi verticale continue; c — zidărie cu rosturi înclinate.

14.5. FUNDAȚII PE CHESOANE PLUTITOARE

O metodă corespunzătoare din punct de vedere tehnic și cu productivitate ridicată pentru executarea fundațiilor directe sub apă este metoda bazată pe folosirea chesoanelor plutitoare. Chesoanele plutitoare se execută din beton armat în formă de cutii, compartimentate, care sînt aduse la locul de punere în operă prin plutire și scufundate în apă pînă la cotă prin lestare (fig. 14.9).

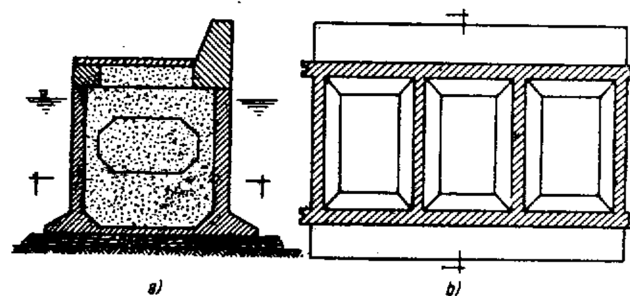


Fig. 14.9. Cheson plutitor :
a — secțiune verticală; b — secțiune orizontală.

Chesoanele se așază direct pe fundul albiei, nivelat în prealabil prin dragare, sau pe un pat de piatră, pietriș sau beton.

Avantajul mare al chesoanelor plutitoare îl constituie faptul că ele se execută pe uscat, putîndu-se obține un beton de calitate bună, rezistent la acțiunea unor eventuale ape agresive, precum și la acțiunea mecanică a valurilor.

Pentru a putea fi aduse prin plutire la locul construcției după ce au fost executate, respectiv betonul s-a întărit, chesoanele se lansează în apă, aducîndu-se la linia de plutire. Dacă chesoanele au dimensiuni mici, iar locul de punere în operă nu este prea departe de mal, lansarea lor se poate face cu ajutorul macaralelor-portal. Pentru chesoanele mai mari se construiește o cală de lansare, dusă sub apă pînă la adîncimea necesară. Chesonul se execută pe această cală, fiind așezat pe niște role sau sănii. După întărirea betonului cu ajutorul acestor role sau sănii, chesonul este lăsat să alunece pe planul înclinat al calei înspre apă, pînă ajunge la linia de plutire, fiind transportat apoi mai departe prin plutire.

O metodă mai ingenioasă de lansare este cea prezentată schematic în figura 14.10. Chesonul plutitor se execută în poziția culcată pe malul apei, pe o platformă special amenajată (fig. 14.10, *a*). După întărirea betonului, pămîntul de sub cheson se sapă în taluz, chesonul alunecînd înspre apă (fig. 14,10, *b*), pînă ajunge la linia de plutire (fig. 14.10, *c*).

În cazul unui pămînt cu oarecare impermeabilitate se recomandă următoarea metodă : se sapă pe malul apei sub protecția unor pereți de palplanșe o groapă suficient de mare și adîncă, în care se execută chesonul. În timpul execuției chesonului nivelul apei se menține prin pompare sub nivelul fundului gropii. După ce betonul s-a întărit, se sapă în mal un canal de legătură între groapa de execuție a chesonului și albia apei. Datorită pătrunderii apei în groapă, chesonul va ajunge în stare de plutire, fiind condus apoi prin remorcare pînă la locul de întrebuințare (fig. 14.11).

După ce chesonul a fost adus la locul de întrebuințare, se face scufundarea lui la cota indicată de proiect prin umplerea compartimentelor cu beton slab, piatră brută, pietriș, nisip sau apă.

Umplerea cu apă prezintă avantajul că permite corectarea scufundării în cazul cînd aceasta nu s-a putut efectua exact la locul fixat, datorită

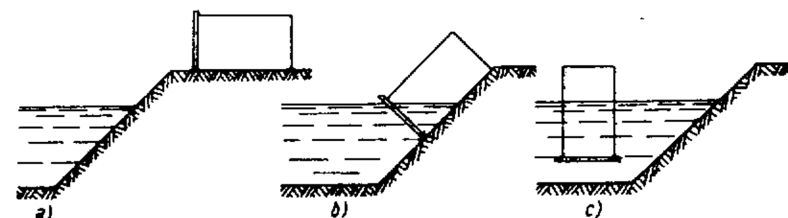


Fig. 14.10. Lansarea chesoanelor prin săparea în taluz a malului :
a — poziția la execuție; b — alunecarea pe taluz; c — plutirea.

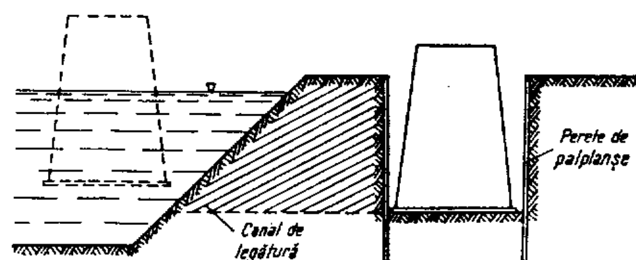


Fig. 14.11. Lansarea chesoanelor prin săparea unui canal de legătură.

valurilor sau altor cauze. Evacuînd prin pompare o parte din apa din cheson, acesta se va ridica datorită presiunii ascensionale, astfel încît există posibilitatea de manevrare pînă cînd scufundarea reuşeşte. După aceea se îndepărtează apa rînd pe rînd din cîte un compartiment al chesonului, făcîndu-se imediat umplerea cu material de umplutură (beton slab, piatră nisip).

Fundaţiile pe chesoane plutitoare oferă un mijloc relativ ieftin pentru executarea construcţiilor masive în ape adînci, ele luînd în mare parte locul atît al căsoaielor cît şi al blocurilor mari de beton.

15. FUNDAŢII PE PILOŢI

15.1. ELEMENTE PRIVIND FUNDAREA PE PILOŢI

În cazul în care terenul bun de fundare se găseşte la adîncime mare, uneori existînd şi situaţia în care nivelul apelor subterane este ridicat, fundaţia devine neeconomică, iar uneori necorespunzătoare chiar şi din punct de vedere tehnic. În astfel de situaţii se recomandă fundarea indirectă. Unul dintre sistemele folosite frecvent în astfel de situaţii îl reprezintă fundarea pe piloţi.

Piloţii sînt elemente de construcţie sub forma unor stîlpi înfipţi în pămînt, prin intermediul cărora sarcina provenită din construcţie se transmite straturilor de pămînt în adîncime. Din cauza zvelteţei, piloţii sînt capabili să suporte în genere numai sarcini axiale. La forţe transversale, piloţii rezistă numai dacă au o secţiune capabilă să preia încovoierea şi mai ales dacă terenul, în care sînt înfipţi, este suficient de rezistent pentru a asigura o bună încastrare. De aceea, pentru preluarea sarcinilor orizontale se folosesc, în general, piloţi înclinaţi. Înclinarea se dă în aşa fel, încît sarcina verticală şi orizontală să dea pe cît posibil o rezultantă apropiată de direcţia corespunzătoare înclinării.

Fundaţiile pe piloţi (fig. 15.1 şi 15.2) constau din piloţii înfipţi în pămînt şi uniţi la partea superioară printr-o placă ce transmite sarcina din construcţie. Dacă placa de transmitere a sarcinii se găseşte sub nivelul terenului (fig. 15.1), piloţii se numesc *piloţi adînci*, iar cînd placa se află deasupra terenului (fig. 15.2) ei se numesc *piloţi înalţi*. Asemenea cazuri apar îndeosebi la ziduri de chei, poduri provizorii etc.

După modul cum piloţii transmit sarcinile terenului, se deosebesc două categorii de piloţi :

— *piloţi purtători pe vîrf*, care predau sarcina prin intermediul vîrfului lor, vîrf ce este înfipt într-un teren rezistent, puţin compresibil ;

— *piloţi flotanţi*, ce transmit sarcina prin frecarea între suprafaţa laterală a pilotului şi terenul înconjurător. Piloţii flotanţi se folosesc, de obicei, în cazul în care terenul rezistent se găseşte la adîncimi mari.

Fig. 14.1. Fundație pe piloți adînci.

Fig. 15.2. Fundație pe piloți înalți.

Ținînd seama de procedeul de execuție și infigere în pămînt, piloții pot fi clasificați în două grupe :

— *piloți prefabricați* confecționați în prealabil și care se înfig în pămînt prin batere, vibrare, înșurubare, subspălare cu jet de apă sau prin combinații între metodele amintite ;

— *piloți executați la fața locului,* care se execută prin mai multe metode.

15 1.1. PILOȚI CONFECȚIONAȚI ÎN PREALABIL

15.1.1.1. Piloți din beton armat

Piloții prefabricați din beton armat se confecționează din beton de marcă minimă B 200. În anumite cazuri se utilizează adaosuri speciale care măresc rezistența la coroziune și la îngheț. De obicei, secțiunea acestora este pătrată, cu latura de 20—45 cm iar lungimea lor este cuprinsă între 6—25 m.

Procentul de armare se stabilește în funcție de secțiunea și lungimea pilotului, ținînd seama de condițiile de manevră și transport precum și de metodologia folosită la înfigerea în teren, ajungîndu-se pînă la 4%. Armătura longitudinală constă din 4 sau 8 bare cu diametru de 16—32 mm (fig. 15.3). În cazul în care este necesară înădirea armăturii, aceasta se realizează numai prin sudură. Armarea transversală se face cu etrieri sau frete din oțel-beton cu diametrul de 6—8 mm, distanța dintre arma-

turile transversale pe lungimea pilotului fiind diferită. Astfel, în părțile cele mai solicitate (capul de batere și vîrful) distanța dintre etrieri sau între spirele fretei se ia de 5—10 cm, iar către mijlocul pilotului crește ajungînd pînă la 20 cm.

Partea superioară a pilotului se armează cu 3 plase de sîrmă de $\phi = 6$ mm așezate orizontal la distanță de 5 cm una de alta. Această armătură se plasează cu scopul realizării unei rezistențe sporite a pilotului în zona unde acesta este supus la eforturi suplimentare în timpul introducerii în teren. Măsuri similare se iau la vîrful pilotului unde se prevede creerea unei părți ascuțite și rezistente, de obicei, prin montarea unui dorn metalic de care se sudează barele longitudinale rezultînd astfel un fel de sabot (figura 15.4).

Pentru a fi suspendat la transport, în corpul pilotului se prevăd agrafe metalice, betonate în locuri stabilite prin calcul, ținînd cont de încovoierea sub greutatea proprie ; agrafele se plasează astfel ca momentele încovoietoare în cîmp și pe reazem să fie egale.

Piloții din beton armat prezintă unele avantaje, dintre care se menționează : rezistența în medii umede, executarea la dimensiunile necesare scopului propus și capacității portante mult mai mari. Un dezavantaj de bază al piloților din beton armat prefabricați îl prezintă consumul ridicat de armătură. În afară de aceasta prin creerea unor fisuri cît de mici în timpul baterii, se crează premizele distrugerii ulterioare a acestuia prin corodarea armăturii, deci scurtarea vieții pilotului (mai ales în apele agresive). Aceste dezavantaje se înlătură în ultima vreme prin pretensionarea armăturii piloților, executîndu-se piloți precomprimați, ajungîndu-se la reduceri de armătură de 40—60%.

Pentru a reduce greutatea mare a piloților din beton armat prefabricați, aceștia se fac uneori cu secțiune inelară, realizată prin centrifugare.

Fig. 15.3. Pilot din beton armat.

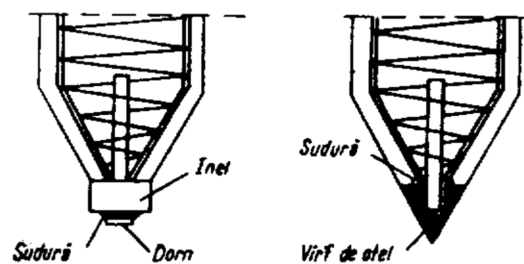


Fig. 15.4. Armarea vîrfului pilotului.

După ce piloții din beton armat prefabricați s-au introdus pînă la adîncimea cerută, betonul din regiunea capului se sparge pînă la același nivel orizontal și se toarnă radierul de beton armat peste capul piloților ; armătura din piloți rămasă liberă se betonează în radier, ceea ce duce la o legătură bună a acestuia cu piloții.

15.1.1.2. **Piloți din lemn**

Piloții din lemn se folosesc din timpurile cele mai străvechi pentru executarea fundațiilor în zonele mlăștinoase. Pentru confecționarea lor se folosește lemnul rotund sau ecarisat. La noi s-a folosit și se folosește lemnul de brad și de stejar. Lemnul de brad crește drept pe lungimi mari de 16—20 m, motiv care justifică folosirea lui. Lemnul de stejar avînd o coroană extinsă lateral nu crește drept, putînd fi folosit numai pînă la cca 8 m lungime.

Diametrul secțiunii piloților de lemn este de 25—40 cm. La un diametru mai mare de 35 cm introducerea lor în teren devine dificilă. Vîrful pilotului se ascute în trei sau patru muchii. De regulă, pe vîrful pilotului se fixează un sabot metalic cu scopul de a-l proteja în decursul pătrunderii în teren. Sabotul este necesar îndeosebi cînd pilotul trebuie să străbată un teren cu obstacole cum ar putea fi, rădăcini de arbori rămase în pămînt, teren pietros, teren cu bolovani etc. Sabotul trebuie să fie suficient de solid ca să reziste la obstacolele întîlnite. În figura 15.5 se arată un asemenea sabot. Pe un vîrf de oțel se sudează patru platbenzi puternice ; acestea se fixează de cele 4 laturi prin cuie forjate de cca 10 cm lungime. Se recomandă ca găurile din platbenzi să se facă ovale iar cuiele să se bată în partea superioară a găurii, pentru ca cedarea eventuală a lemnului la vîrf cu ocazia baterii să nu influențeze poziția fixă a cuielor. În caz contrar se ajunge fie la smulgerea cuielor fie la forfecarea acestora. În pămînturi argiloase, mîl etc. nu este necesar sabotul. Întrucît costul unui sabot este destul de ridicat, pentru a se decide dacă este necesar trebuie să se facă probe, introducînd piloți fără saboți în teren ; iar apoi extrăgîndu-i se poate vedea modul de comportare a vîrfului în timpul înfigerii.

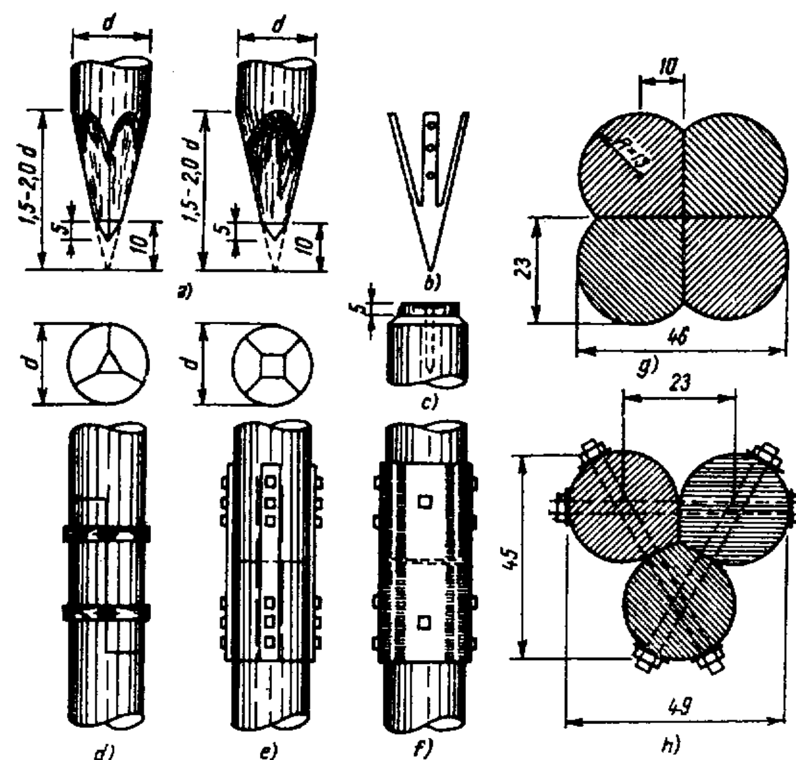
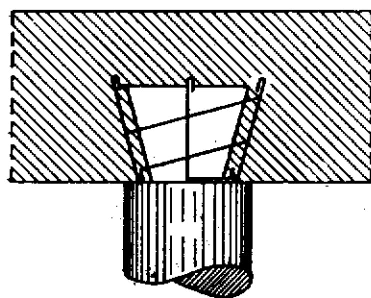


Fig. 15.5. Detalii de piloți din lemn :
a — vîrful; *b* — sabot; *c* — capul pilotului; *d* — înădire cu inel; *e* — înădire cu platbande; *f* — înădire cu țeavă; *g* — îmbinare 4 elemente; *h* — îmbinare 3 elemente.

Pe capul pilotului se pune un inel metalic pentru a proteja pilotul cu ocazia baterii (fig. 15.5, *c*). Inelul are o formă tronconică cu înclinarea de 1 : 20, pentru ca prin batere să se fixeze cît mai strîns pe capul pilotului. Pe partea superioară a capului se formează prin batere o perniță din fibrele de lemn distruse, care trebuie îndepărtate pentru a nu reduce efectul baterii.

Cînd nu se găsește lemn rotund cu dimensiunile necesare pentru un pilot, se fac piloți *compuși* și înnădiți. În figura 15.5, *g*, *h* se arată secțiunea unor asemenea piloți. Părțile componente sînt prinse cu buloane așezate decalat unele față de altele. Îmbinările se așază de asemenea decalat, la o distanță de cel puțin 1,50 m, în așa fel ca într-o secțiune să existe totdeauna o singură îmbinare.

După ce s-au bătut piloții în teren, capetele lor sînt tăiate la același nivel orizontal. Dacă peste capete se toarnă un radier din beton, capul


Fig. 15.6. Fixarea fundației pe capătul unui pilot din lemn.

pilotului este betonat pe o adîncime de cel puţin 1,5 ori diametrul lui.

Uneori piloţii sînt supuşi şi la solicitări de smulgere (de exemplu în cazul unei ecluze aşezate pe piloţi, cînd ecluza este goală, s-ar putea ca forţa ascensională a apei să depăşească greutatea radierului). În cazul acesta, capul pilotului este prelucrat în mod special în formă tronconică (fig. 15.6). Prelucrarea se face pe o lungime de cca 2 *d*. În jurul capului pilotului, în afară de armătura obişnuită a radierului, se aşază o armătură în spirală, formînd un locaş pentru capul pilotului. Piloţii fixaţi în felul acesta se comportă foarte bine.

15.1.1.3. Piloţi înşurubaţi

Acest tip de pilot constă dintr-un stîlp din beton armat şi un sabot metalic prins la partea inferioară a acestuia. Pe sabot sînt prevăzute aripioare elicoidale (fig. 15.7) folosite pentru înfigerea pilotului în pămînt. Aceasta se face prin înşurubare cu ajutorul unui mecanism special.

Piloţii elicoidali mai pot fi executaţi complet din metal. În cazul în care corpul pilotului este metalic, se folosesc ţevi cu diametru de circa 200 mm umplute, după înfigere, cu beton.

Piloţii din beton armat cu diametru de 40—50 cm au o secţiune plină (sau cu goluri de diametru mic), iar cei cu diametre mai mari de 45 cm au secţiune inelară.

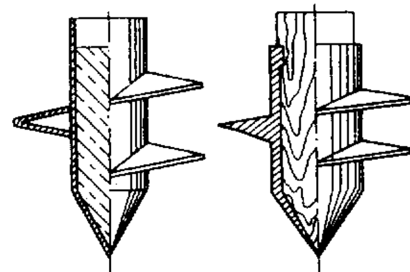
Un avantaj al piloţilor elicoidali constă în posibilitatea introducerii lente în teren, fără trepidaţii, ceea ce este foarte important în cazul cînd se lucrează în apropierea unor construcţii existente. Piloţii elicoidali preiau solicitări axiale mari, atît de compresiune cît şi de smulgere. Ei devin rentabili îndeosebi cînd pămînturile rezistente se găsesc la adîncimi mari (10—15 m) sub o zonă de pămînturi slabe (mîluri etc.).

15.1.2. INSTALAŢII PENTRU ÎNFIGEREA PILOŢILOR PREFABRICAŢI

Piloţii prefabricaţi se introduc în teren prin următoarele metode :

— batere cu un berbec de o anumită greutate ;

— vibrare şi vibropercuţie ;


Fig. 15.7. Piloţi elicoidali.

— subspălare prin acţiunea unui jet de apă cu presiune sub vîrful şi în jurul pilotului ;

— înşurubare.

15.1.2.1. Instalaţii de batere

Instalaţiile pentru baterea piloţilor sînt în general de două tipuri : cu căderea liberă a berbecului şi automate.

Părţile principale ale unei instalaţii de batere cu cădere liberă sînt : soneta, berbecul şi aparatul de ridicat a berbecului.

Soneta serveşte la susţinerea şi ghidarea berbecului ; se compune dintr-o platformă, pe care se instalează aparatul de ridicat şi dispozitivul pentru ghidarea berbecului, compus din două piese lungi, numite lumînări, între care glisează berbecul în decursul manevrării şi căderii lui libere.

Berbecul de 100—200 daN greutate se foloseşte la introducerea piloţilor şi palplanşelor din lemn, la lucrări provizorii. Manevrarea lui se face cu troliu de mînă.

Berbecii de 400—800 daN greutate sînt întrebuinţaţi pentru baterea piloţilor din lemn cu lungimi pînă la 6—8 m.

Pentru introducerea piloţilor şi palplanşelor din beton armat şi a palplanşelor metalice lungi se folosesc berbeci de 1 500—2 000 daN greutate. În general, se cere ca greutatea berbecului să fie cel puţin egală cu a pilotului, pentru a obţine un bun randament la batere.

Berbecii cu greutatea amintită, şi mai grei, sînt acţionaţi de trolii mecanice, cu motoare cu explozie sau electrice.

Un neajuns, în general, al instalaţiilor cu cădere liberă a berbecului este frecvenţa mică a loviturilor (cca 10 pe minut) şi deci un randament scăzut. Asemenea instalaţii se folosesc la lucrări de volum mai mic.

O largă răspîndire au căpătat aparatele de batere automate, care pot fi cu acţiune simplă sau dublă.

La cele cu acţiune simplă, prin presiunea aburului sau a aerului comprimat se realizează doar ridicarea părţii de şoc a ciocanului (cilindrului), cursa de lucru însă (şocul asupra pilotului) are loc la o cădere liberă a cilindrului, sub acţiunea greutăţii proprii. Frecvenţa loviturilor ciocanului cu abur ajunge să fie de 30—40 lovituri/minut. Pentru alimentarea cu abur a ciocanelor se folosesc instalaţii uşoare mobile ce dau abur sub o presiune pînă la 10 atmosfere. În loc de abur se poate folosi aer comprimat obţinut de la un compresor. În prezent se folosesc ciocane cu abur (aer) cu acţiune simplă, avînd partea căzătoare grea de 1 250—6 000 daN, iar la unele modele chiar 10 000 daN.

La ciocanele cu abur-aer cu acţiune dublă, partea de şoc este un piston ce se deplasează în sus şi jos sub presiunea aburului sau a aerului comprimat cilindrul însă rămînînd fix.

Industria scoate în serie ciocane grele de la 650 la 9 000 daN, cu o energie a şocului de la 140 la 5 000 daNm, la un număr de 100 şocuri pe minut.

Ciocanele cu acţiune dublă au avantaje considerabile faţă de cele cu acţiune simplă. Energia aburului este folosită la acestea mult mai raţional, servind atît pentru mersul în gol cît şi pentru cel de lucru, ceea ce măreşte coeficientul de acţionare util. Datorită frecvenţei mari a şocurilor, ciocanele au o mare productivitate. Aceste ciocane nu necesită instalaţii de ghidaj şi pot fi aşezate pe capul pilotului, cu macarale obişnuite. Ele se folosesc nu numai pentru batere, dar şi pentru extragerea piloţilor. În acest scop, se aşază ciocanul în poziţie inversă, se suspendă la cîrligul macaralei şi se prinde la pilot cu o scoabă specială. Prin şocuri dirijate în sus se extrage pilotul, simultan trăgîndu-se cu troliul macaralei. Ciocanele cu acţiune dublă cu funcţionare cu aer comprimat, pot lucra cu succes şi sub apă.

O largă folosire o au ciocanele Diesel. După principiul de funcţionare ele se prezintă ca ciocane cu acţiune simplă. Greutatea părţii de şoc a ciocanelor Diesel este de 100—3 500 daN pentru o greutate totală a instalaţiei de la 300 la 6 000 daN ; numărul de lovituri a ciocanului pe minut este de 45—60.

Pentru o folosire optimă a instalaţiei în vederea baterii piloţilor, greutatea ciocanului de un oarecare tip se alege în funcţie de greutatea pilotului de înfipt.

15.1.2.2. Vibroînfigătoare

În ultimii ani, o largă folosire o are înfigerea piloţilor prin vibrare. În figura 15.8 este arătată schema unui vibroînfigător constînd dintr-un electromotor (*1*) şi excentricii (*2*), care se rotesc cu aceeaşi viteză unghiulară dar în sensuri contrarii, fapt în urma căruia apare o forţă centrifugă sumă, adică *forţa perturbatoare*, dirijată în lungul axei pilotului. Această forţă îşi schimbă periodic semnul, crescînd de la zero la o valoare maximă, ce depinde de viteza de rotaţie şi mărimea masei neechilibrate a excentricilor. Cu ajutorul căciulii (*3*), vibroînfigătorul se prinde rigid cu pilotul (*4*). Vibraţiile se transmit prin pilot pămîntului înconjurător. La un anumit regim pe vibraţie are loc o deplasare a suprafeţei laterale a pilotului de pămînt, adică *desprinderea* pilotului. Rezistenţa pămîntului la mişcarea pilotului se micşorează considerabil. Ca rezultat al mişcării oscilatorii, pilotul învinge rezistenţa frontală a pămîntului şi se înfige.

Pentru înfigerea diferitelor elemente (palplanşe, piloţi, coloane etc.) se folosesc diferite vibratoare. Pentru piloţi şi palplanşe uşoare este raţională folosirea vibratoarelor de înaltă frecvenţă cu excentrici relativ uşori ; de exemplu, vibratorul BT-5 cu frecvenţe de 2 500 osc/minut şi cu o forţă perturbatoare de 218 kN.

Pentru înfigerea piloţilor grei din beton armat cu secţiune plină şi a piloţilor coloane, se folosesc vibroînfigătoare de joasă frecvenţă cu excentrici grei, unele avînd motorul prins elastic (V.E.-1 ; V.E.-2 ; V.P.E.-2 etc.).

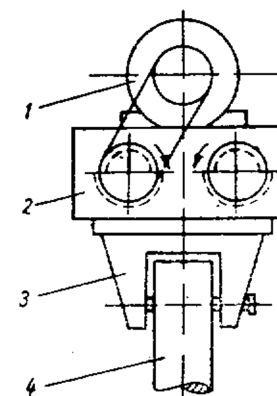


Fig. 15.8. Vibrator cu excentrici :
1 — motor electric; *2* — generator de vibraţii; *3* — piesa de prindere; *4* — pilotul.

Fixarea vibroînfigătorului de pilot se realizează cu ajutorul unui dispozitiv, constînd dintr-un con de oţel şi un pahar conic, corespunzător conului. Paharul conic se prinde la vibrator, iar conul trebuie să fie prins rigid la capul pilotului. Pentru înfigerea piloţilor-coloane lungi, s-au construit vibroînfigătoare de joasă frecvenţă V.P.-4 şi V.P.-5, care permit cînd este nevoie, să se lucreze într-un anumit regim de lucru, atît cu o frecvenţă, cît şi cu două frecvenţe de vibraţie. Necesitatea de lărgire a posibilităţilor fiecărui vibroînfigător, adică folosirea unei vibromaşini pentru înfigerea piloţilor-coloane de diferite diametre şi greutăţi a dus la creearea puternicelor vibroînfigătoare universale de joasă frecvenţă V.P.-UA şi V.P.-UB. La acestea se pot varia — în limite destul de largi — atît frecvenţa oscilaţiilor cît şi forţa perturbatoare.

La noi în ţară s-au executat înfigeri prin vibrare, folosind vibratoare din import sau indigene, pe o serie de şantiere dintre care amintim Combinatul chimic Turnu Măgurele, Combinatul de Alumină Oradea, silozul de cereale Lugoj şi altele.

15.1.2.3. Înfigerea cu ajutorul jetului de apă

Practica lucrărilor cu piloţii a arătat că nisipurile fine dovedesc o rezistenţă considerabilă la înfigerea piloţilor. Baterea piloţilor în asemenea pămînt cere eforturi foarte mari, ceea ce duce la deteriorarea piloţilor, iar uneori este imposibilă.

În asemenea condiţii se foloseşte spălarea pămîntului în jurul pilotului cu un jet de apă (subspălare). În acest scop, spre vîrful pilotului se dirijează apa ce vine neîntrerupt sub presiune, prin ţevile de subspălare prevăzute la vîrf cu doze (fig. 15.9). Sub acţiunea jetului de apă la vîrful pilotului, pămîntul se afînează, se amestecă cu apa, masa curgătoare este presată şi deplasată în lungul pilotului, micşorînd în acelaşi timp frecarea pămîntului pe suprafeţele sale laterale. Pilotul sub acţiunea unor şocuri slabe de berbec se înfige uşor în spaţiul spălat sub vîrf. La unele pămînturi prin folosirea subspălării, nici nu mai este necesară folosirea berbecului, pilotul afundîndu-se sub greutatea proprie. Lucrările de în-

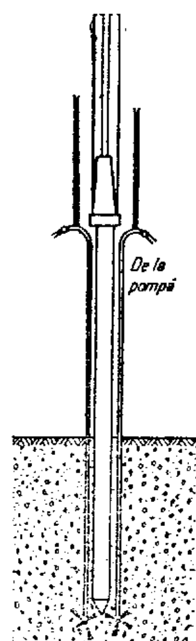


Fig. 15.9. Infigerea pilotului cu jet de apă.

figere a piloților prin subspălare decurg în următoarea succesiune :

— așezarea (instalarea) pilotului la locul de batere ;

— coborîrea ciocanului pe capul pilotului ;

— instalarea a 2 țevi cu diametrul de la 38 la 75 mm de subspălare în lungul pilotului ;

— pornirea apei sub presiune și înfigerea pilotului odată cu țevile de subspălare (dozele țevilor sînt menținute la 0,25—0,5 m sub vîrf).

După atingerea de către pilot a unei adîncimi cu 1 m mai mică decît cea din proiect, se trece la ridicarea țevilor și apoi baterea suplimentară a piloților cu ciocanul pe ultimul metru de adîncime pentru obținerea rezistenței de calcul.

Presiunea necesară la vîrful pilotului, lung pînă la 8 m, trebuie să fie de la 4 la 6 atmosfere, iar pentru piloți lungi pînă la 15 m, de la 6 la 10 atmosfere. Pentru piloți mult mai lungi presiunea atinge 25 atmosfere. Mărimea presiunii depinde în mare măsură de compactitatea pămîntului străpuns de pilot.

În pămînturi argiloase, subspălarea poate fi utilizată doar în condițiile în care se neglijează rezistența pilotului pe suprafața laterală, adică atunci cînd, pilotul lucrează sprijinindu-se doar pe vîrf.

15.1.2.4. Mecanisme pentru înfigerea piloților elicoidali

Ca mecanism de bază pentru înfigerea piloților elicoidali este cabestanul. Cabestanul constă dintr-o parte fixă și una mobilă. Partea mobilă se îmbină cu pilotul, iar cea fixă se prinde în așa fel ca să nu se poată roti. Pe partea fixă sînt instalate electromotoarele și reductoarele cu ajutorul cărora se pune în mișcare de rotație partea mobilă și deci și pilotul.

15.1.3. PILOȚI DIN BETON SAU BETON ARMAT TURNAȚI LA FAȚA LOCULUI

Piloții turnați la fața locului se pot grupa după modul cum se execută, în :

— piloți executați fără tub metalic de protecție ;

— piloți executați cu tub metalic de protecție pierdut ;

— piloți executați cu tub metalic de protecție recîștigat.

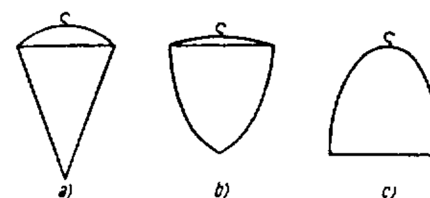


Fig. 15.10. Piese metalice folosite la executarea piloților turnați :
a — mandrină conică; *b* — mandrină convexă; *c* — mandrină plană.

15.1.3.1. Piloți executați fără tub metalic de protecție

Piloții executați fără tub metalic se toarnă la fața locului într-o gaură făcută cu ajutorul unei piese conice de 15—20 kN greutate (fig. 15.10, *a*) și diametru de 80 cm. Această piesă este lăsată să cadă de la o înălțime de 8—10 m, perforînd astfel terenul. După ce s-a făcut gaura pînă la adîncimea de cca 5—6 m, se toarnă betonul în straturi de 50 cm ; aceste straturi se compactează cu ajutorul altor greutăți (fig. 15.10, *b*, *c*). Prin comprimarea betonului se creează în regiunea vîrfului un bulb cu secțiune mare, formînd o suprafață de sprijin sporită. După executarea vîrfului, se continuă cu betonarea pînă ce se ajunge la nivelul dorit de la care urmează radierul fundației. Paralel cu îndesarea betonului se produce și o îndesare a pămîntului. Rezistența straturilor întîlnite fiind diferită se obține un pilot cu o secțiune verticală foarte neregulată, care pe lîngă rezistența mare de la vîrf, dă o rezistență pronunțată și pe mantaua pilotului. Din cauza greutății mari a pieselor care cad de la o înălțime mare, se produc trepidații, făcînd ca această metodă de lucru să nu poată fi folosită în apropierea clădirilor existente. De asemenea, metoda nu se poate aplica la executarea piloților în nisipuri sau sub nivelul apelor subterane precum și în pămînturi cu coeziune prea mare. Metoda descrisă dă rezultate bune în pămînturi de mîl și în pămînturi nisipoase legate printr-o slabă coeziune. Dacă sînt mici infiltrații de apă, se poate opri pătrunderea apei în gaura formată prin introducerea de argilă moale, care presată pe pereții găurii de către greutatea conică îl impermeabilizează.

15.1.3.2. Piloți turnați la fața locului cu tubul nerecuperabil

Pentru executare se introduce în teren un tub din tablă subțire de cca 1—3 mm, cu ajutorul unui pilot din lemn sau a unei țevi metalice introduse în tub. După ce tubul a fost introdus prin batere cu o sonetă pînă la cota dorită, țeava sau pilotul din interior se scoate. Tubul metalic se mai introduce uneori și prin forare. După ce tubul a ajuns la adîncimea necesară, se continuă cu forarea circa 30—40 cm fără a deplasa tubul. În spațiul creat sub tub se introduce un burghiu special (care se poate deschide, fig. 15.11) cu ajutorul căruia se sapă un gol cu o secțiune mai

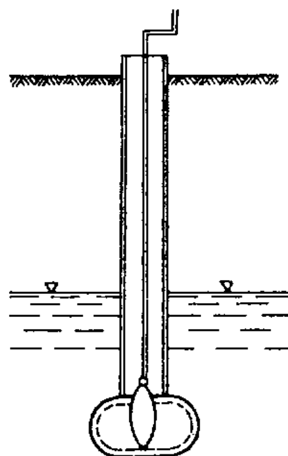


Fig. 15.11. Lărgirea spaţiului de la baza pilotului.

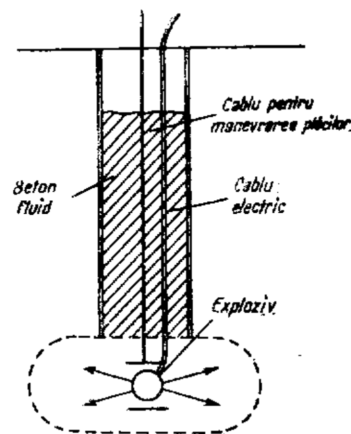


Fig. 15.12. Crearea spaţiului pentru executarea bulbului cu exploziv.

mare ca a tubului. Se trece apoi la turnarea betonului. Dacă nivelul apei este ridicat, betonul se toarnă cu ajutorul unui tub cu diametrul mai mic, respectînd procedeul descris la betonarea sub apă cu tubul fix. În felul acesta, betonul proaspăt nu va veni în contact cu apa şi se obţine un pilot de mare rezistenţă la vîrf.

În tub se poate introduce înainte de betonare, dacă se consideră necesar, armătură.

La unele lucrări executate, bulbul (descris mai sus) s-a realizat şi prin utilizarea explozibilului. În spaţiul format sub capătul inferior al tubului se introduce o anumită cantitate de explozibil, aşezată între două plăci orizontale. Plăcile pot fi manevrate cu ajutorul unui cablu. Aprinderea se face pe cale electrică, în care scop în masa explozibilului se introduc două fire electrice izolate. După ce s-a aşezat aparatura cu explozibilul, tubul se umple pînă la un anumit nivel cu beton fluid. Se declanşează explozia care-şi dezvoltă efectul în direcţie orizontală, producînd un gol în care va curge betonul fluid, formînd un bulb asemănător celui săpat cu burghiu (fig. 15.12).

15.1.3.3. Piloţi turnaţi la faţa locului cu tubul recuperabil

Turnarea piloţilor cu tub recuperabil urmăreşte economisirea tubului, prezentînd în acelaşi timp şi alte avantaje. În cele ce urmează se vor descrie cîteva din metodele mai des întrebuinţate :

— piloţi Simplex ;

— piloţi tip Franki ;

— piloţi Wolfholtz ;

— piloţi Benoto.

— *Piloţii Simplex* folosesc tubul cu gură de aligator, care este un tub cu pereţii groşi, avînd diametrul de 30—40 cm, iar vîrful format din două fălci mobile (de unde şi-a primit numirea, figura 15.13). Tubul se introduce în teren prin batere cu soneta. În acest scop se aşază pe capul pilotului un dop de lemn, întărit cu inel metalic. După ce tubul a fost introdus pînă la adîncimea prevăzută, se fixează cu cabluri puternice de sonetă. Se introduce armătura şi betonul, după aceea cu ajutorul unui pilot din lemn cu secţiune cilindrică (introdus în tub) şi cu ajutorul berbecului se bate betonul pînă ce se răspîndeşte în regiunea vîrfului, formînd un bulb cu secţiune mai mare ca a tubului. Operaţia se repetă, tubul fiind ridicat treptat. Se obţine în felul acesta un pilot cu bulb la capăt, cu o manta foarte rugoasă şi cu terenul din apropierea pilotului bine comprimat, deci de mare capacitate portantă.

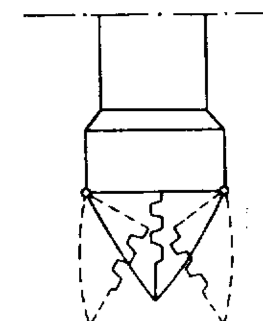


Fig. 15.13. Tub cu aligator.

— *Piloţii Franki* folosesc tuburi cu diametre între 30—45 cm care pot fi înnădite prin mufe. Tubul se aşază pe teren în poziţie verticală şi în tub se introduce un beton de consistenţă ridicată pe înălţime de circa 1,0 m (fig. 15.14, *a*). Se aplică asupra betonului lovituri uşoare cu o mandrină de 2 000—2 200 daN greutate. Din cauza formei rotunjite a vîrfului mandrinei, betonul se îndeasă prin lovituri şi în acelaşi timp se produce şi o presiune laterală pronunţată asupra tubului prin care sporeşte rezistenţa de frecare dintre tub şi dopul de beton. Continuînd cu lovituri de la o înălţime mai mare asupra dopului de beton, tubul se înfige în teren (figura 15.14, *b*). În felul acesta, tubul poate fi introdus în pămînt pînă la adîncimea cerută. Tubul se fixează de sonetă prin cabluri puternice şi se continuă cu aplicarea loviturilor cu mandrina ; sub acţiunea loviturilor dopul de beton este dislocat şi răspîndit în pămînt.

Trebuie avut grijă ca, în tub să rămînă beton pe cel puţin 30 cm înălţime, pentru a opri pătrunderea apei subterane în acesta. Se formează astfel un bulb pronunţat la vîrful pilotului. Avînd în vedere greutatea mare a mandrinei, atît betonul cît şi pămîntul din regiunea tubului vor fi bine îndesate (fig. 15.14, *c*). Se introduce armătura în tub şi se continuă cu betonarea ridicînd simultan tubul prin cablurile fixate de sonetă (figura 15.14, *d*). Ca rezultat al betonării se obţine un pilot cum se vede în figura 15.14, *e*, cu un bulb mare la capăt, cu mantaua foarte rugoasă şi cu pămîntul foarte bine îndesat în jurul pilotului. Piloţii executaţi în felul acesta au o capacitate de încărcare foarte mare, mergînd pînă la 1 500—2 000 kN. Avînd în vedere îndesarea mare ce se obţine în masa de beton, asemenea piloţi se comportă bine chiar şi în apele agresive.

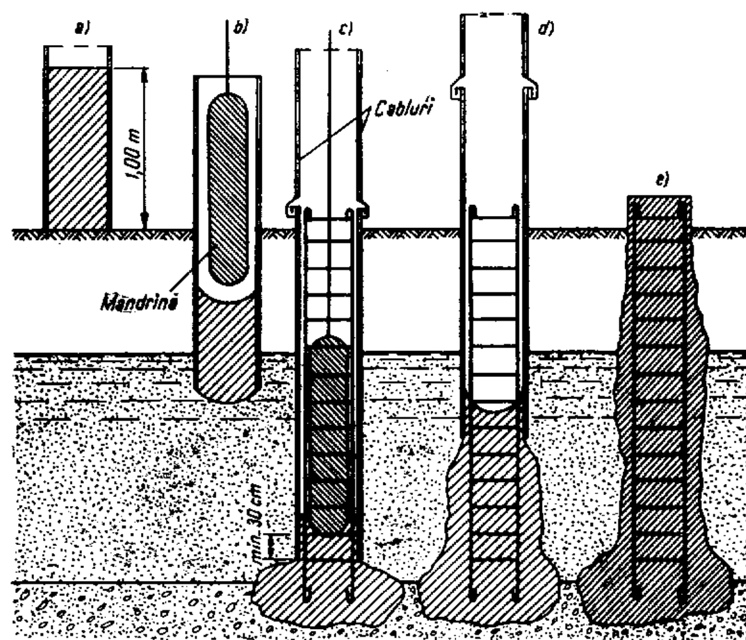


Fig. 15.14. Fazele de execuție a piloților Franki :
a — turnarea pilotului; *b* — baterea cu mandrina; *c* — introducerea armăturii; *d* — scoaterea tubului; *e* — faza finală.

Această metodă s-a folosit și se folosește în prezent la executarea unor fundații din cadrul marelui combinat siderurgic de la Galați.

— *Piloții Wolfholtz* se realizează prin introducerea (prin forare) în pămînt a unor tuburi cu diametrul de 30—40 cm, pînă la adîncimea prevăzută pentru pilot. Pe capul tubului se înșurubează, în mod etanș, o ecluză (fig. 15.15). Lucrarea începe prin a introduce o presiune de 1—2 atm în ecluza goală. Cu ajutorul acestei presiuni se evacuează apa din tub, fiind presată în pămînt sau fiind scoasă afară printr-un tub și robinet de golire. După golirea apei din tub se închide ventilul și prin capacul din partea superioară a ecluzei se introduce beton în stare plastică, în cantitate de 100—150 litri. Se închide capacul și prin sporirea treptată a presiunii se împinge betonul în tub. Sporind mai departe presiunea, se produce comprimarea betonului și a pămîntului de la capătul tubului. Paralel cu aceasta se produce și ridicarea tubului din cauza presiunii sporite treptat în tub. Manevrarea robinetului, prin care se introduce aerul comprimat trebuie făcută cu atenție pentru a evita smulgerea tubului din teren. În figura 15.15 se dă o schiță a instalației de turnare a piloților cu metoda descrisă.

La noi în țară s-a folosit cu succes această metodă la barajul de pe Argeș, pentru alimentarea cu apă a Bucureștiului, la una din halele Uzinei

electrice din Timișoara, la subzidirea fundației la castelul Huniady din Timișoara etc.

— *Piloții Benoto* sînt folosiți tot mai mult și la noi în țară. Ei se execută cu ajutorul unei instalații de forare tubată, procedeul deosebindu-se prin aceea că tubul (cămășuiala) de protecție se introduce concomitent cu forarea. Tubul este prevăzut la partea inferioară cu o freză de tăiere a pămîntului, fiind supus la o mișcare de rotire alternativă prin intermediul unui sistem hidraulic. În interiorul tubului se sapă cu ajutorul unei cupe greifer de formă specială (fig. 15.16). Betonarea se face concomitent cu extragerea tubului, folosindu-se în acest sens niște conteinere speciale.

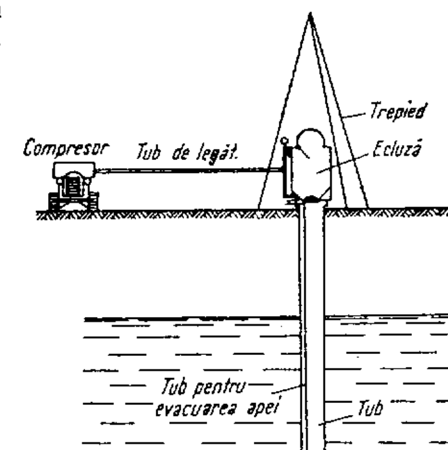


Fig. 15.15. Schema instalației pentru executarea piloților Wolfholtz.

Comparînd diferite metode de fundare pe piloți se pot trage cîteva concluzii :

— Piloții din lemn dau soluția cea mai simplă. Sînt indicați la lucrările provizorii. La lucrările definitive trebuie avută grijă în privința eventualei coborîri a nivelului apelor subterane după executarea fundațiilor pe piloți, în care caz piloții de lemn sînt expuși putrezirii (cazul fundațiilor la Castelul Huniady din Timișoara).

— Piloții din beton prefabricați rezistă bine atît sub apă cît și în aer. Pot fi fabricați cu lungimea și secțiunea impusă de împrejurări, pretîndu-se la industrializare. Au însă dezavantajul că pe lîngă lungimi și secțiuni mari sînt greu de manipulat. Este foarte anevoioasă prelungirea lor dacă împrejurările o cer, ca și înfigerea în pămînt. De asemenea, prelungește termenul de execuție a lucrării fiind necesară respectarea timpului de întărire a betonului ; acesta se recomandă

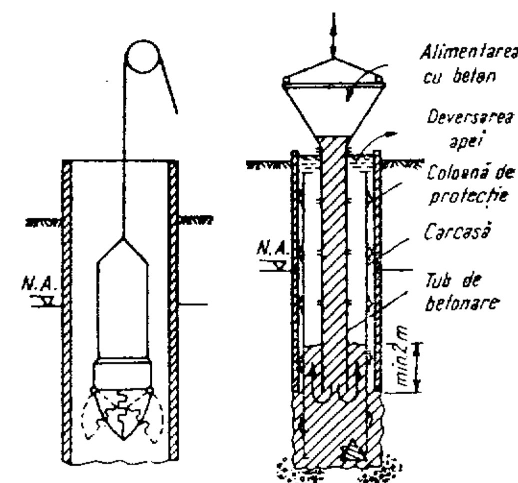


Fig. 15.16. Dispozitiv de săpare.

să fie chiar prelungit, luînd în considerare solicitarea mai pronunțată a piloților în decursul introducerii lor în teren.

— Piloții din beton și beton armat turnați la fața locului elimină unele dezavantaje ale piloților prefabricați, ca manipularea sau înnădirea acestora, prelungirea termenului de execuție etc. Au o capacitate foarte mare din cauza bulbului de la vîrf și a suprafeței laterale rugoase. Dezavantajul constă în instalații mai complicate necesare pentru executare, precum și sensibilitatea betonului proaspăt în cazul apelor agresive, care-l pot ataca și degrada.

15.1.4. PILOȚII SCURȚI PENTRU FUNDAREA CLĂDIRILOR

Pînă nu de mult vreme, pentru executarea clădirilor de locuit cu 4—5 niveluri s-a folosit fundarea directă, și numai în cazul clădirilor cu mai multe niveluri (de obicei peste 7—8) executate pe pămînturi slabe și foarte slabe, se foloseau fundațiile pe piloți. Folosirea limitată a fundațiilor pe piloți se explică, pe de o parte prin tehnologia greoaie a înfigerii sau executării piloților, iar pe de altă parte, prin faptul că abia în ultima vreme s-au obținut date suficiente asupra comportării piloților sub sarcini.

Progresul tehnic realizat în direcția baterii și cunoașterii piloților a permis ca acest sistem de fundare să primească o mai largă răspîndire. Astfel, fundațiile pe piloți au început să fie folosite și în cazul clădirilor cu mai puțin de 6 niveluri, atît pentru pămînturile slabe ($p_a < 1$ daN/cm²) cît și în cazul pămînturilor bune și foarte bune ($p_a > 2$ daN/cm²). In U.R.S.S. ca și în alte țări folosirea piloților la clădirile de locuit cunoaște în prezent o largă dezvoltare. Astfel, pentru construcțiile cu 4—6 niveluri executate atît pe pămînturi slabe cît și pe pămînturi bune, se folosesc cu succes piloții scurți cu lungime de 4—6 m și de diferite forme și secțiuni. Aceștia se execută industrial în intreprinderi de prefabricate din beton armat, simplicitatea executării lor permițînd o bună pretare la industrializare, folosind de asemenea avantajele pe care le prezintă elementele prefabricate.

S-a constatat că cea mai bună eficacitate economică o prezintă piloții scurți, proiectați pentru o sarcină de exploatare de 250—300 kN. Pentru clădirile cu 4—5 niveluri, rezultă că distanța optimă dintre piloți este de 1,5—2 m. Ținînd cont de cele precizate, piloții se repartizează sub construcție conform schemei de distribuire prezentată în figura 15.17. Piloții se distribuie pe unul sau două rînduri, perechi sau în zig-zag (fig. 15.18). După introducerea în teren a piloților, partea superioară se pregătește la același nivel executîndu-se piesa de legătură dintre pilot și soclul construcției conform figurii 15.19.

Soclul clădirii se introduce în pămînt 30—50 cm, nefiind influențat de deformațiile produse prin efectul de îngheț-dezgheț.

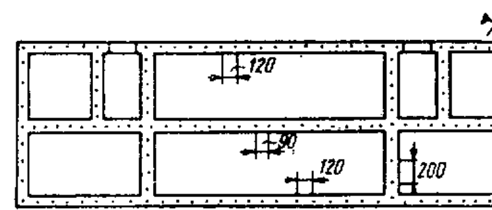
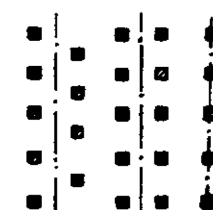


Fig. 15.17. Schema de distribuție a piloților sub fundație.


Fig. 15.18. Modul de așezare a piloților în lungul fundației.

Pe baza realizării unor fundații pe piloți scurți se desprind cîteva concluzii dintre care se menționează :

— se evită amenajarea specială a suprafeței terenului cum ar fi, nivelările, compactările de suprafață etc. necesare în cazul fundării directe ;

— se reduc considerabil lucrările de pămînt (săpătură și umpluturi) ;

— se elimină complet sprijinirile gropii de fundație, obținîndu-se economie de material și manoperă ;

— se evită complet lucrările de epuismente, acolo unde nivelul apelor subterane este ridicat, economisindu-se în acest fel utilaje și energie, epuismentele de cele mai multe ori producînd complicații în timpul executării fundațiilor ;

— executarea piloților scurți se pretează bine la industrializare, obținîndu-se elemente de calitate superioară ;

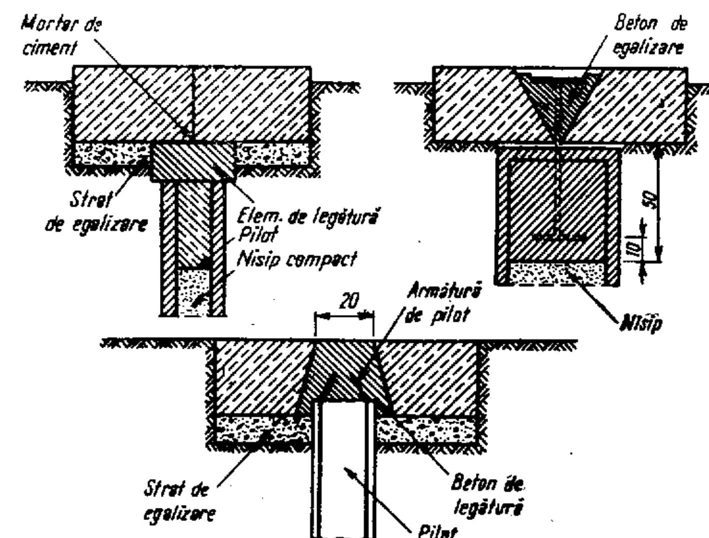


Fig. 15.19. Detalii de legătură dintre pilot și soclul clădirii.

— înfigerea piloţilor prefabricaţi se poate face şi pe timp de iarnă în condiţii bune ceea ce asigură o eşalonare mai judicioasă a lucrărilor de construcţii pe tot timpul anului ;

— pe baza rezultatelor obţinute rezultă că tasările construcţiilor fundate pe piloţi scurţi sînt mai mici în comparaţie cu a construcţiilor fundate direct. De asemenea, diferenţele de tasări sînt mici, ceea ce prezintă importanţă îndeosebi pentru construcţiile din elemente prefabricate (blocuri, panouri mari, carcase etc.). Acest lucru permite executarea unor tronsoane de clădire pînă la circa 60 m lungime, fără a se prevedea rosturi de tasare ;

— soluţia de fundare cu piloţi scurţi prezintă avantajul unei economii pronunţate la consumul de muncă, deoarece se pretează foarte bine la mecanizare. Acest lucru este important îndeosebi sub aspectul reducerii substanţiale a muncii necalificate, care de multe ori constituie pentru şantierele de construcţii o problemă dificilă.

În ansamblu, fundaţiile pe piloţi scurţi prezintă avantaje tehnico-economice, ducînd la reducerea termenelor de execuţie şi a preţului de cost.

La noi în ţară, metoda fundării pe piloţi scurţi a fost folosită pe o serie de şantiere dintre care se menţionează Moldova Veche, Timişoara, Arad, Braşov, Cluj, Ploieşti şi este în fază de aplicare şi pe alte şantiere, mai ales piloţii scurţi turnaţi pe loc cu ajutorul vibrării (Reşiţa, Timişoara etc.).

15.2. CAPACITATEA PORTANTĂ A PILOŢILOR

15.2.1. GENERALITĂŢI

În procesul înfigerii piloţilor prin batere cu berbecul, prin înşurubare, sau înfipţi prin vibrare au loc în pămînt deformaţii, din cauza compactării sau lunecării unor straturi peste altele. Aceste fenomene depind de modul cum se face înfigerea şi de natura pămîntului în care are loc introducerea pilotului.

La începutul înfigerii se observă o refulare a pămîntului spre suprafaţă ; pe măsura înaintării în teren, această refulare este tot mai mică. Refularea va fi mai mică pentru pămînturile care se îndeasă în timp mai scurt (nisipuri), respectiv mai mare pentru argile.

Această refulare spre suprafaţă nu se produce brusc, ea durează mult timp în cazul argilelor şi se manifestă mai repede în cazul nisipurilor. Acest aspect este bine să fie luat în considerare atunci cînd se stabilesc termenele de betonare a radierelor joase, întrucît umflarea pămîntului de sub radier adică presiunea de jos în sus a pămîntului conduce uneori la încovoierea radierului şi deteriorarea sa (apar fisuri în partea superioară a plăcii).

Creşterea compactităţii pămîntului cu ajutorul piloţilor se poate face prin stabilirea unei ordine de batere a piloţilor. Astfel pentru zone de dimensiuni mici se indică baterea piloţilor de la centru spre perimetrul fundaţiei iar pentru fundaţiile ce se execută în zone cu dimensiuni mari, se indică baterea în prealabil a piloţilor pe anumite porţiuni din exterior şi apoi baterea în interiorul incintei a restului de piloţi.

Infigerea pilotului exprimată în cm sub o lovitură de berbec este cunoscută în literatura de specialitate sub numele de *refuz*. Constructorii au observat, încă de multă vreme, că mărimea refuzului este influenţată (printre alţi factori) de întreruperea procesului de batere, sau cum i se mai spune de *odihna pilotului*.

Astfel, în nisipurile curate, puţin umede, ca şi în pietrişuri de compactitate medie, la batere neîntreruptă are loc o micşorare rapidă a refuzului care uneori devine egal cu zero, pilotul nu se mai înfige în pămînt. După *odihnă*, reluînd baterea, refuzul creşte.

Acest fenomen constatat experimental cu ocazia multor lucrări (printre care executarea fundaţiilor silozului de cereale Lugoj) se explică astfel : la lovituri dese ale berbecului, ca rezultat al acţiunii dinamice, are loc o compactare locală accentuată a pămîntului sub vîrful pilotului. Zona compactată în formă de pană constituie un obstacol în calea înfigerii pilotului. Întreruperea baterii înseamnă întreruperea acţiunii dinamice fapt care creează condiţii de revenire a zonei pană. Datorită acestei micşorări a compactităţii, la reluarea baterii, refuzul se măreşte.

În cazul pămînturilor plastic-argiloase şi curgătoare, odihna piloţilor influenţează refuzul cu totul altfel. Astfel, acţiunea dinamică a berbecului produce o fluidificare a pămîntului, apărînd fenomenul de tixotropie, adică distrugerea structurii argilei şi trecerea sa în sol. De aceea, la batere refuzul se micşorează mai încet pentru ca după odihnă, avînd loc restabilirea structurii pămîntului în jurul pilotului, refuzul să scadă de 4—6 ori.

Refuzul dinaintea odihnei se cheamă *refuz fictiv*, iar cel obţinut după odihnă *refuz real*, ultimul fiind folosit la stabilirea capacităţii portante a piloţilor.

Pentru obţinerea refuzului real, se lasă pilotul înfipt la cota respectivă cîteva zile şi apoi se face o batere suplimentară a pilotului prin lovituri izolate rare (5—10), făcute la intervale de 2—5 minute.

Experienţa arată că pentru pămînturile nisipoase şi pietrişuri odihna trebuie să fie de 2—3 zile, pentru cele argiloase 7—10 zile iar pentru argilele slab consolidate de 15—20 zile.

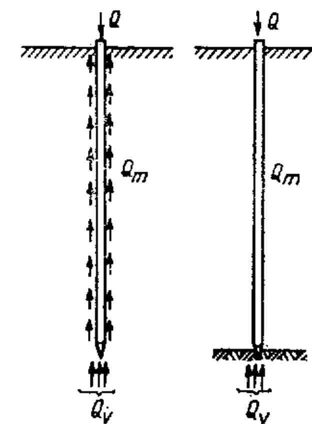


Fig. 15.20. Repartizarea capacităţii portante pe pilot.

Sarcinile ce acţionează asupra pilotului se transmit terenului prin suprafaţa laterală Q_m

și prin sarcina pe care pilotul o poate transmite terenului, astfel încît să nu apară tasări mari care ar periclita stabilitatea construcției.

Conform celor de mai sus :

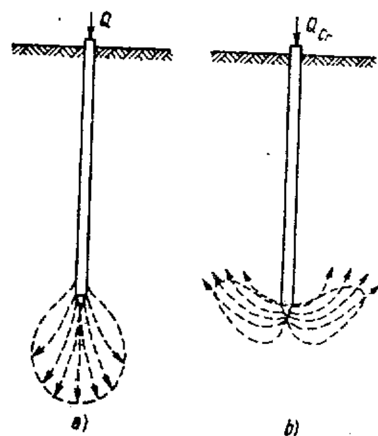
$$Q = Q_m + Q_v. \quad (15.1)$$

Repartizarea capacității portante a pilotului pe manta respectiv pe vîrf, depinde de raportul dintre indicii de compresibilitate ai pămîntului de la vîrful pilotului și a straturilor în care acesta se află înfipt. Astfel, dacă pămîntul de sub vîrful pilotului are o compresibilitate apropiată de cea a pămîntului din jurul său, prin capătul pilotului se transmite o fracțiune mică din sarcină, adică $Q_m > Q_v$, caz întîlnit la piloții flotanți. Dacă pămîntul de sub vîrful pilotului este mai puțin compresibil, deci mai rezistent, atunci o parte mai mare din sarcină se transmite prin vîrful pilotului, iar dacă pămîntul de sub capătul pilotului este practic incompresibil (stîncă), atunci întreaga solicitare din pilot se va transmite prin vîrf.

Capacitatea portantă pe manta se datorește forțelor de frecare dintre pilot și pămînt, eforturile tangențiale transmise pămîntului în lungul pilotului, provocînd o stare de tensiuni în masivul de pămînt.

Sub capătul pilotului, pămîntul se opune lunecării laterale și zonele de lunecare formate influențează pămîntul înconjurător. Deplasarea acestor zone începe după învingerea influenței suprasarcinii datorită pămîntului de deasupra (a sarcinii geologice). La o creștere treptată a sarcinii pe pilot, la început are loc o compactare a pămîntului sub vîrful pilotului, datorită cedării pămîntului înconjurător (fig. 15.21, *a*), apoi sub vîrful pilotului încep să se dezvolte zonele de lunecare și ajungînd la sarcina limită, pilotul se tasează simțitor (fig. 15.21, *b*).

Figura 15.22 prezintă aspectul unei curbe experimentale care arată dependența dintre tasare și sarcină. Sectorul curbat *a* din figură corespunde poziției din figura 15.21, *a*, iar porțiunea următoare *b* poziției din figura 15.21, *b*.



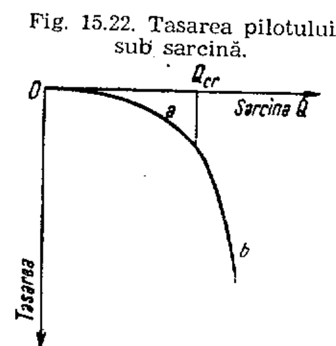


Fig. 15.21. Repartizarea tensiunilor interne sub pilot : *a* — pînă la încărcarea critică; *b* — la încărcarea critică.

Fig. 15.22. Tasarea pilotului sub sarcină.

15.2.2. DETERMINAREA CAPACITĂȚII PORTANTE A PILOȚILOR

Pentru determinarea capacității portante a piloților în faza de antedimensionare a fundațiilor așezate pe piloți, literatura și prescripțiile de calcul recomandă folosirea unor relații teoretice, dar mai ales formule empirice.

Formulele teoretice se bazează pe calcule făcute pentru situația de limită a echilibrului, folosind teoria împingerii pămîntului. Ele conțin o serie de erori, printre care obținerea unei capacități portante prea mici pentru cea atribuită vîrfului pilotului, precum și alte neconcordanțe între rezultatele teoretice și valorile experimentale.

Formulele empirice acceptate, în genere și în normativele din diverse țări, reușesc să ducă la rezultate mult mai apropiate de cele reale, ceea ce le face să fie folosite aproape în toate cazurile de predimensionare, precum și pentru unele construcții definitive, cînd numărul de piloți este mic (sub 100 piloți folosiți la construcția respectivă) iar vîrful pilotului se găsește încastrat într-un teren pentru care există suficiente date experimentale asupra rezistenței terenului.

În cele mai multe cazuri, la calcularea capacității portante a piloților se poate lua în considerare capacitatea portantă la vîrf plus capacitatea portantă pe manta, cel puțin pe o parte din lugimea totală a pilotului. De exemplu, la un pilot introdus pe o adîncime de cîțiva metri într-un pămînt nisipos se poate adăuga la capacitatea de încărcare de la vîrf și cea de pe manta, luînd în considerare numai lungimea de pătrundere în pămîntul nisipos, dacă se presupune că deasupra stratului de nisip se găsesc pămînturi neconsistente.

Capacitatea portantă a piloților de rezistență care lucrează în grup nu se reduce ; în schimb, în cazul piloților flotanți, capacitatea portantă a unui pilot va fi mai mică ; pentru o grupă de *n* piloți, capacitatea portantă a unui pilot este :

$$Q_{grupă} < Q_{izolat}. \quad (15.2)$$

Relația (15.2) a fost verificată prin încercări. La o asemenea încercare s-au așezat piloți în grupă (fig. 15.23), lungimea lor fiind de 15 m iar diametrul de cca 25 cm. Capacitatea portantă la aceleași tasări a fost : pentru un pilot încărcat izolat 192 kN, iar pentru piloții în grupă depindea de distanța dintre piloți și anume :

— pentru $e = 0{,}7$ m ; $Q = 120$ kN ;

— pentru $e = 1{,}25$ m ; $Q = 185$ kN.

Se poate afirma cu aproximație că, dacă $e \geqslant \frac{1}{10} l$ (unde l este lungimea pilotului) diferența dintre capacitatea portantă a piloților în grupă, față de capacitatea piloților considerați izolat, dispare.

Din diagramele prezentate în figura 15.24 construite de B. D. Vasiliev pentru doi piloți așezați la diferite distanțe, se constată că, dacă distanța

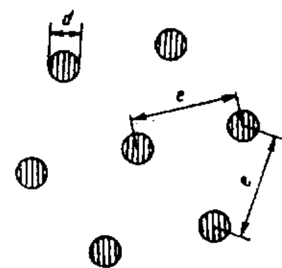


Fig. 15.23. Grupă de șapte piloți sub o fundație izolată.

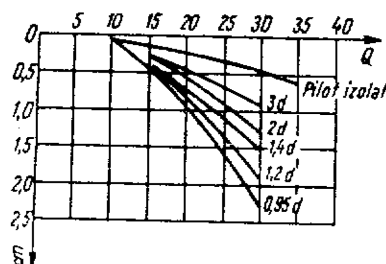


Fig. 15.24. Diagrame pentru stabilirea capacității portante a piloților în grup.

dintre piloți depășește 3 d, tasările a doi piloți se deosebesc relativ puțin față de tasările unui pilot izolat; la distanță mai mică de 3 d, creșterea tasării a doi piloți devine mare.

Cercetările conlucrării piloților și datele obținute asupra extinderii zonei de compactare și influență au permis să se tragă concluzia că, piloții pot fi considerați ca lucrînd izolat cînd distanțele între axele lor sînt egale cu 6 d sau mai mult. Dacă distanța dintre axe este mai mică decît 6 d, dar mai mare decît 3 d, atunci există interacțiune între piloți, însă capacitatea portantă, practic, nu scade. De aceea, se arată că cel mai rațional este ca piloții să se plaseze la distanțe între axe cuprinse între 3—6 d.

În literatura tehnică se dă un coeficient cu care înmulțind capacitatea portantă a unui pilot izolat, se obține capacitatea portantă a unui pilot din grupă:

$$\xi = 1 - \frac{1}{90}\,\text{arc tg}\,\frac{d}{e}\left(2+\frac{m+K}{mK}\right), \qquad (15.3)$$

unde:

- d este diametrul pilotului;
- e — distanța dintre axele piloților;
- m — numărul rîndurilor de piloți;
- K — numărul piloților dintr-un rînd.

Pentru stabilirea capacității portante a piloților izolați sau în grup, necesară întocmirii proiectului de execuție a fundațiilor pe piloți, se folosesc încercările pe cale dinamică și statică ale piloților de probă introduși sau realizați pe loc la cota prescrisă.

15.2.2.1. Metoda dinamică

S-a semnalat anterior legătura ce există între refuzul pilotului bătut și capacitatea lui portantă. Trebuie menționat că formulele stabilite prin metoda dinamică pentru deducerea capacității portante a piloților sînt foarte mult întrebuințate în practică. Ele nu necesită cercetări de labora-

tor sau utilaje speciale. Cu ocazia introducerii piloților în teren, prin batere cu soneta, se măsoară pătrunderea e datorită unei lovituri a berbecului de greutate G_H căzînd pe capul pilotului de la înălțimea H (fig. 15.25).

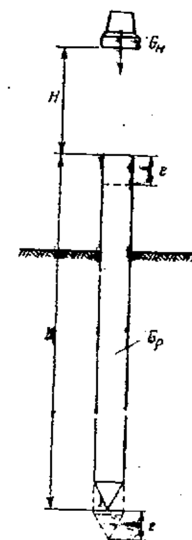


Fig. 15.25. Schemă pentru calculul capacității portante.

Pentru stabilirea capacității portante, se pleacă de la transformarea energiei potențiale a berbecului de greutate G_H în lucru mecanic; lucru mecanic pe care-l dezvoltă reacțiunea terenului Q_d în timpul unei pătrunderi e a pilotului. Se poate scrie:

$$G_H H = Q_d e + E. \qquad (15.4)$$

Numai o parte a energiei potențiale se transformă în lucru mecanic pentru pătrunderea pilotului în teren. Cealaltă parte se transformă în lucru mecanic al deformației elastice a pilotului și a terenului, în căldură, trepidații în teren etc. Toate acestea se notează cu E; trebuie precizat că prin pătrunderea e se înțelege deplasarea verticală a pilotului. Sînt foarte multe formule stabilite pe baza celor arătate mai sus. Toate aceste formule se deosebesc între ele prin modul cum se calculează pierderea de energie E din expresia (15.4).

Formulele cele mai complete sînt acelea care, pentru stabilirea energiei pierdute țin seama atît de deformația elastică a pilotului cît și de teoria impactului. Se dă mai jos una din formulele des întrebuințate, stabilită de Ghersevanov:

$$Q_{admis} = \frac{1}{\eta}\left[\frac{nA}{2} + \sqrt{\frac{(nA)^2}{2} + \frac{nA}{e} G_H H \frac{G_H + \varepsilon^2 (q+q_1)}{G_H + q + q_1}}\right], \qquad (15.5)$$

unde:

- η este coeficient de siguranță; pentru lucrări provizorii $\eta = 1{,}5$; pentru lucrări definitive $\eta = 2{,}0$;
- A — suprafața secțiunii pilotului, în cm^2;
- e — pătrunderea medie a pilotului sub 10 lovituri, în cm;
- G_H — greutatea berbecului, în daN;
- q — greutatea pilotului, în daN;
- q_1 — greutatea fetiței (piesă intermediară, ce în unele cazuri se așază, ca o prelungire, pe capul pilotului), în daN;
- H — înălțimea de cădere a berbecului, în cm;
- ε — caracteristică elastică de restabilire a șocului; se ia $\varepsilon^2 = 0{,}2$;
- n — coeficient determinat experimental cu valorile:

$n = 10$ daN/cm^2, pentru piloții din lemn, batere fără fetiță;

n = 8 daN/cm², pentru piloţii din lemn, batere cu fetiţă ;
n = 15 daN/cm², pentru piloţii din beton armat, batere cu căciulă.

Căciula se aşază pe capul pilotului de beton armat pentru protejarea lui.

Rezultatele obţinute pentru determinarea capacităţii portante prin metoda dinamică, nu coincid cu cele stabilite prin metode mai exacte, în primul rînd din cauza diferenţei dintre solicitările produse în teren prin căderea berbecului şi cele rezultate din sarcinile statice ale construcţiei, care se sprijină pe piloţi. Această metodă nu se recomandă a fi aplicată în cazul pămînturilor argiloase.

Formulele obţinute pe cale dinamică se recomandă a fi folosite în cazul pămînturilor nisipoase unde pot fi folosite cu bune rezultate în condiţiile următoare : se presupune că pentru un număr mic (1% din piloţi) s-au stabilit pe altă cale rezultate bune referitoare la capacitatea portantă, cunoscînd pentru aceşti piloţi şi capacitatea portantă obţinută prin metoda dinamică, se pot trage concluzii prin comparaţie şi în cazul celorlalţi piloţi, a căror capacitate portantă s-a determinat numai pe cale dinamică.

15.2.2.2. **Proba de încărcare statică**

Aceasta este metoda cea mai sigură pentru stabilirea capacităţii portante a piloţilor. La metoda aceasta se introduce în teren un pilot din aceia care vor fi utilizaţi la construcţia respectivă, pînă la adîncimea prevăzută. După aceasta, pilotul se încarcă şi se observă tasările sub fiecare treaptă de încărcare. Treptele de încărcare sînt de 50—150 kN. După fiecare treaptă de încărcare se stabileşte pătrunderea pilotului în teren (tasarea). La pămînturi nisipoase tasarea se produce imediat după aplicarea încărcării, la pămînturi argiloase însă durează timp mai îndelungat.

După STAS 4860-67 pentru fiecare treaptă de încărcare se fac citiri după cum urmează :

— la intervale de 15 minute (prima oră) ;

— la intervale de 30 minute (în continuare pînă la stabilizarea pătrunderii pilotului).

Trecerea de la o treaptă la alta se face după stabilizarea tasării. Se consideră atinsă faza de stabilizare cînd pătrunderea pilotului nu depăşeşte 0,1 mm în 4 intervale de citiri consecutive.

Încărcarea se măreşte pînă la atingerea sarcinii critice. Sarcina critică este acea treaptă de încărcare la care sînt îndeplinite simultan următoarele condiţii :

— creşterea deformaţiilor este de 5 ori mai mare decît creşterea acestora la treapta precedentă ;

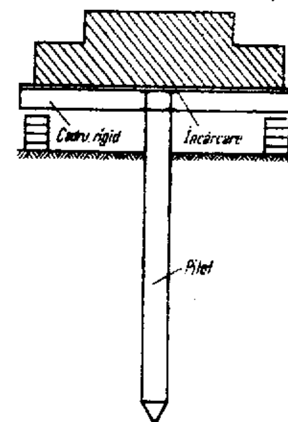


Fig. 15.26. Încărcarea piloţilor prin lestare.

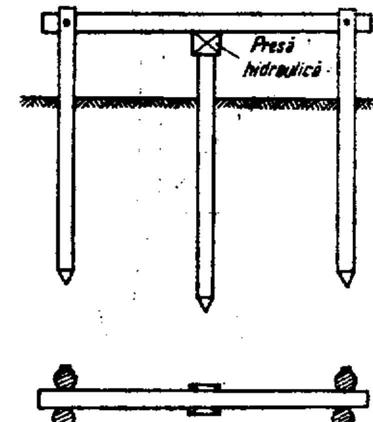


Fig. 15.27. Încercarea statică cu ajutorul presei hidraulice.

— tasarea generală este mai mare decît $\frac{1}{10}$ din diametrul (latura) pilotului.

Încercarea se poate face în două feluri :

a) cu ajutorul unor platforme sprijinite pe capul pilotului (fig. 15.26) ;

b) cu ajutorul preselor hidraulice (fig. 15.27).

Platforma se face din traverse metalice dimensionate pentru greutatea totală cu care se va încărca pilotul. Platforma se sprijină pe capul pilotului, iar la margini se fac sprijiniri care intră în funcţie numai în cazul cînd, din cauza încărcărilor asimetrice, platforma ar fi în pericol să-şi piardă echilibrul. Platforma se încarcă cu materialul de care se dispune : cupoane de şine, cărămidă etc. Fiind vorba de greutăţi mari, atît construirea platformei cît şi transportul şi manipularea materialului reprezintă cheltuieli mari.

O soluţie mai economică este de a utiliza presele hidraulice. În cazul acesta, traversele se fixează între piloţii solicitaţi la smulgere, iar presa hidraulică între capul pilotului şi traversă (fig. 15.27). Forţa cu care se încarcă pilotul se măsoară cu ajutorul manometrelor.

Cu ocazia încercării statice se stabileşte în mod exact tasarea pilotului la fiecare treaptă de încărcare. Aceasta se poate face cu ajutorul nivelmentului topometric, stabilind nivelul reperului de pe capul pilotului faţă de un punct fix, ales în apropiere. O altă metodă este de a fixa de capul pilotului în mod articulat o pîrghie, iar în dreptul celuilalt capăt se aşază vertical o riglă, putîndu-se citi tasările pilotului în funcţie de raportul dintre cele două braţe ale pîrghiei (raportul de obicei se ia de 1 : 4).

Rezultatele se trec pe cele două axe ale unui sistem de coordonate : pe abscisă se pune încărcarea, în kN, iar pe ordonată tasările corespunzătoare

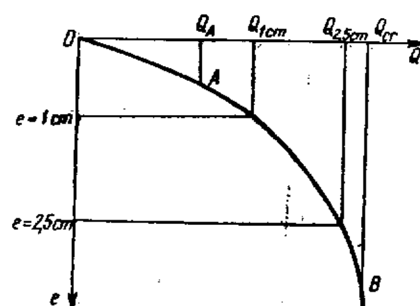


Fig. 15.28. Diagrama încărcare-deformație la încărcarea statică a pilotului.

fiecărei trepte de încercare, în mm (figura 15.28). La începutul diagramei, între punctele O—A, există o variație aproximativ liniară între încărcare și tasare.

Începînd de la punctul A tasările cresc mai pronunțat, tangenta curbei se apropie treptat de verticală. Se consideră ca o limită a capacității portante valoarea Q_B, din punctul B, unde tangenta curbei s-a apropiat mult de verticală.

Pentru stabilirea capacității portante admise a pilotului există diferite recomandații, fiecare luînd ca bază una dintre valorile: capacitatea portantă de rupere Q_B, încărcarea la tasarea de 2,5 cm ($Q_{2,5\ cm}$), la tasarea de 1 cm ($Q_{1,\ cm}$) și încărcarea din punctul A (Q_A) pînă la care variația dintre încărcare și tasare este liniară. La aceste valori se aplică coeficienți de siguranță diferiți.

Valoarea admisă a capacității portante va fi:

$$a)\quad Q_{adm}=\frac{Q_B\,(Q_{cr})}{2,5};$$

$$b)\quad Q_{adm}=\frac{Q_{2,5\ cm}}{2};\qquad (15.6)$$

$$c)\quad Q_{adm}=\frac{Q_{1,0\ cm}}{1.5};$$

$$d)\quad Q_{adm}=\frac{3}{4}\,Q_A.$$

Încărcările statice dau rezultate bune pentru stabilirea capacității portante, sînt însă costisitoare și din cauza aceasta se aplică la un număr mic de piloți; la același profil geologic se fac încercări pe 1% din numărul total de piloți prevăzuți pentru construcția respectivă; în caz că profilul geologic variază se fac încercări mai multe.

16. FUNDAȚII PE CHESOANE. FUNDAȚII PE COLOANE

Fundațiile pe chesoane constituie un alt procedeu special de fundare, utilizat în cazurile cînd stratele bune de fundare se găsesc la adîncime mai mare față de suprafața terenului.

Utilizarea acestui procedeu de fundare este dictată uneori și de destinația tehnologică a construcțiilor, ca în cazul puțurilor de captare, a stațiilor de pompare etc.

Constructiv, chesoanele sînt asemănătoare cu niște cutii fără fund, de formă pătrată, dreptunghiulară sau circulară, care se coboară în teren prin săpare pînă la stratul bun de fundare. După atingerea cotei de fundare, chesonul se umple cu beton, obținîndu-se în acest caz o fundație masivă, sau se betonează fundul său sub forma unui radier. Din acest punct de vedere fundațiile pe chesoane se pot considera ca făcînd parte din categoria fundațiilor directe de adîncime, sau de mare adîncime (fundațiile pe chesoane cu aer comprimat).

Dimensionarea fundațiilor pe chesoane se face în două ipoteze. În prima ipoteză dimensionarea se face la sarcinile transmise de construcție, adică din timpul exploatării, iar ipoteza a doua cuprinde calculul la sarcinile ce acționează asupra acestor elemente de fundație în timpul execuției. În această ipoteză, solicitările de bază sînt date de împingerea pămîntului și presiunea apei, iar la chesoanele cu aer comprimat intervine și presiunea aerului.

În practică se folosesc două tipuri de chesoane: chesoane-deschise (puțuri) și chesoane cu aer comprimat.

16.1. FUNDAȚII PE CHESOANE DESCHISE (PUȚURI)

16.1.1. CLASIFICAREA CHESOANELOR DESCHISE

Chesoanele deschise se deosebesc prin forma lor constructivă, materialul din care sînt realizate și metoda de coborîre.

După *forma* lor constructivă se disting:

— chesoane deschise masive coborîte de pe un loc uscat (fig. 16.1) uneori de pe o insulă construită artificial;

— chesoane cu goluri coborîte cu ajutorul unei macarale (fig. 16.2).

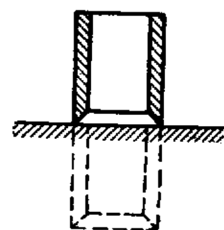


Fig. 16.1. Cheson masiv.

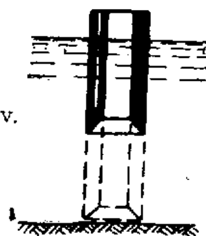


Fig. 16.2. Cheson cu goluri.

După *materialul* din care se execută :
— chesoane deschise din zidărie ;
— chesoane deschise din beton şi beton armat.

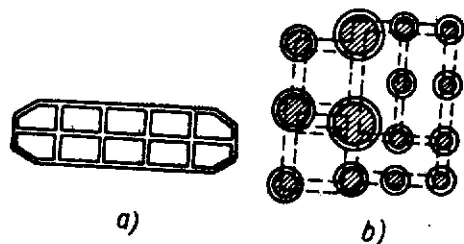
Chesoanele din zidărie se confecţionează din cărămizi de calitate bună şi mortar de ciment. Zidăria trebuie bine ancorată în cuţit şi în general este bine ca ea să fie armată longitudinal, pentru ca să nu apară fisuri, în caz că întregul cheson ar rămîne suspendat în timpul coborîrii prin efectul frecării laterale.

Chesoanele de zidărie şi beton au avantajul că sînt grele, avînd grosimi mai mari de perete, ceea ce face ca pătrunderea în teren să fie mai uşoară. În schimb, chesoanele din beton armat sînt mai sigure, se lucrează mai uşor şi se pot executa avînd forma impusă de construcţie.

După *metoda de coborîre* sînt :
— chesoane a căror coborîre se face cu evacuarea apelor, prin săpătură executată la uscat ;
— chesoane cu coborîre fără evacuarea apelor, prin săpătură executată sub nivelul apei.

16.1.2. ALCĂTUIREA CONSTRUCTIVĂ A CHESOANELOR DESCHISE

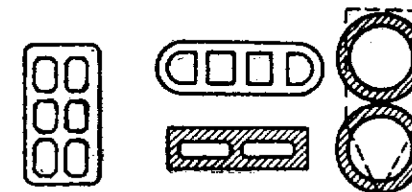
Forma în plan a chesonului este dictată de partea inferioară a construcţiei, care se fundează pe el. Se recomandă ca forma în plan să fie simetrică, pentru asigurarea unei coborîri corecte. Chesoanele se pot executa sub forma unui singur cheson sub toată construcţia, sau din mai multe chesoane circulare aşezate sub punctele mai importante ale construcţiei (fig. 16.3).



a) b)

Fig. 16.3. Fundaţii pe chesoane deschise :
a — cheson de forma construcţiei; *b* — fundaţie pe chesoane izolate.

Fig. 16.4. Diferite forme în plan a chesoanelor.



Pentru reducerea solicitărilor, la chesoanele dreptunghiulare mari se prevăd pereţi transversali, care însă îngreunează coborîrea lor. În figura 16.4, se dau diferite forme în plan pentru chesoanele deschise.

În secţiune verticală, forma şi dimensiunile chesonului deschis sînt impuse de dimensiunile construcţiei, natura terenului şi condiţiile locale de coborîre a chesonului.

Chesonul deschis are următoarele elemente principale :
— pereţi laterali ;
— cuţit ;
— pereţi interiori (dacă este cazul).

În funcţie de condiţiile de coborîre sau exploatare mai apar următoarele elemente :
— tuburi de spălare ;
— şanţuri în pereţi ;
— fundul chesonului.

Pereţii laterali trebuie realizaţi în aşa fel încît să uşureze coborîrea lui şi să asigure o confecţionare cît mai uşoară. În figura 16.5 sînt indicate formele pe care le pot avea pereţii chesonului.

Pereţii verticali se execută mai uşor şi asigură o ghidare mai bună, în schimb dau naştere unei frecări laterale mari în timpul coborîrii. Pereţii executaţi cu faţa exterioară înclinată sau în trepte elimină neajunsul semnalat în cazul pereţilor verticali, însă complică execuţia.

Cînd retragerea se face în trepte (minim 12,5 cm) spaţiul gol dintre perete şi teren se umple treptat cu o suspensie de argilă, astfel reducîndu-se rezistenţa de frecare în timpul lansării. Se recomandă ca la partea inferioară să se aşeze un dop de argilă cu pietriş ca să oprească scurgerea suspensiei în spaţiul de lucru din jurul cuţitelor.

Pentru reducerea consumului de material se pot executa trepte sau înclinări în interior, însă se complică lucrările de cofraje.

În practică, la chesoanele din beton simplu se obţin grosimi de 0,4—1,2 m, iar la cele din beton armat 0,2—1,0 m.

Cuţitul chesonului se montează la partea inferioară a peretelui chesonului ; prin forma sa constructivă trebuie să asigure o pătrundere cît mai uşoară în teren. Unghiul de înclinare şi forma cuţitului depind de

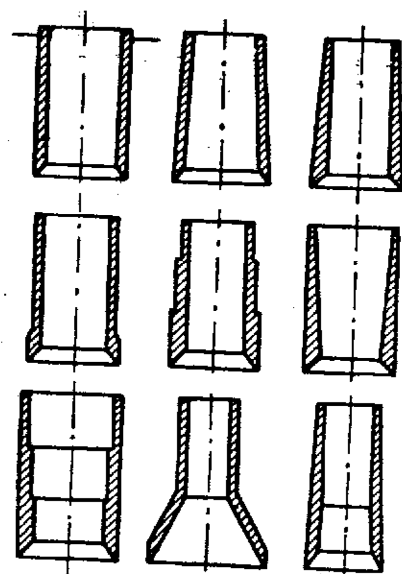


Fig. 16.5. Secțiuni verticale prin diferite chesoane.

natura stratelor care trebuie străpunse. Fiind expus deteriorării în timpul coborîrii, cuțitul este special armat și protejat de o piesă metalică.

În figura 16.6 sînt date diferite soluții pentru cuțite.

Pereții interiori pot fi transversali sau longitudinali; pereții transversali se execută pentru a da chesonului o rigiditate mai mare. La chesoane lungi se pot executa și pereți longitudinali.

Tuburile de spălare sînt conducte care se betonează în pereții chesonului, sau se așază pe peretele exterior, în cazul cînd există pericolul de înțepenire, din cauza frecării laterale; se introduce apa sub presiune atît între pereți și teren cît și în dreptul cuțitului.

Șanțurile în pereții chesonului se prevăd atunci cînd la o anumită adîncime chesonul deschis va trebui transformat într-un cheson cu aer comprimat, prin executarea unui planșeu care se încastrează în aceste șanțuri, sau cînd din condiții de exploatare trebuie să i se execute fund.

Fundul chesonului se realizează în funcție de importanța și destinația lui. La chesoanele care se folosesc numai ca fundații, în momentul cînd s-a ajuns la cotă, prin săpături cu epuismente se nivelează fundul săpăturii și se toarnă un dop de beton după care urmează umplerea cu beton a chesonului.

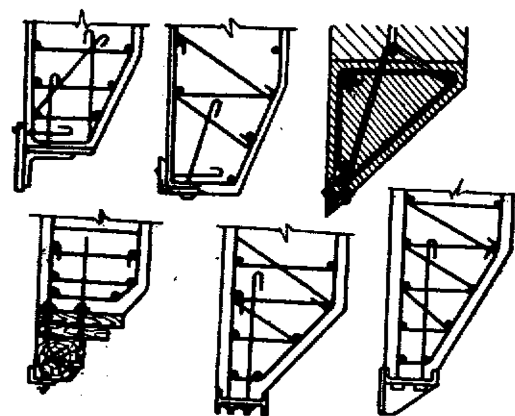


Fig. 16.6. Diferite soluții constructive pentru cuțitul chesonului.

16.1.3. EXECUȚIA FUNDAȚIILOR PE CHESOANE DESCHISE

Fazele de execuție a fundațiilor pe chesoane deschise sînt următoarele:

— confecționarea chesoanelor deschise;

— coborîrea chesoanelor la cota de proiect;

— umplerea chesoanelor în cazul în care interiorul lui nu este destinat exploatării.

Confecționarea chesonului deschis se face, în general, pe amplasamentul său definitiv, în groapa săpată pînă aproape de nivelul apelor subterane.

Cînd chesonul se lansează într-un loc unde nivelul apei se găsește deasupra nivelului terenului, execuția are loc fie pe o insulă artificială special amenajată, a cărei platformă se găsește cu 20—30 cm deasupra nivelului apelor (fig. 16.7, *a*, *b*), fie că se execută pe un eșafodaj pe piloți sau vase de pe care pe urmă se coboară (fig. 16.7, *c*, *d*). Insula artificială se folosește cînd adîncimea apei nu depășește 5—7 m; la adîncimi mai mici de 1,5 m și viteza apei sub 0,5 m/s insula se face fără îngrădire de palplanșe. De la cheson pînă la marginea insulei distanța va fi cel puțin de 3,0 m iar la insule îngrădite cu palplanșe cel puțin 1,6 m [20].

Execuția chesonului se face dintr-un tronson cînd înălțimea sa nu depășește 10 m sau pe tronsoane de 3—4 m, pentru înălțimi mai mari.

La chesoanele din beton armat, execuția începe cu așezarea cuțitului și a armăturii primului tronson. Dacă este cazul, se așază și conductele pentru apă sub presiune. Tronsonul următor se execută cînd deasupra terenului a mai rămas 1,0 m din tronsonul precedent. Succesiunea lucrărilor este arătată în figura 16.8.

Armarea chesonului se face cu armătură de rezistență orizontală pentru preluarea efortului de întindere din încovoiere datorită solicitărilor din

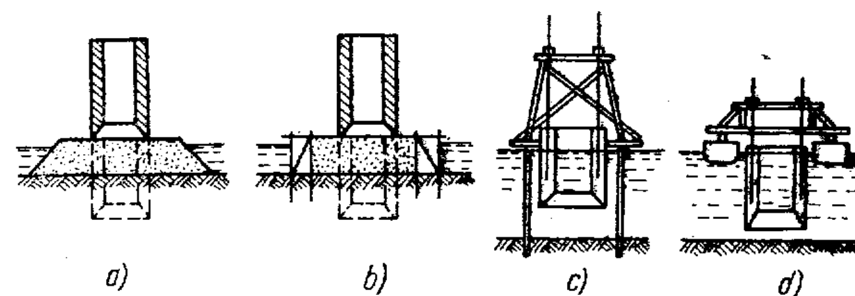
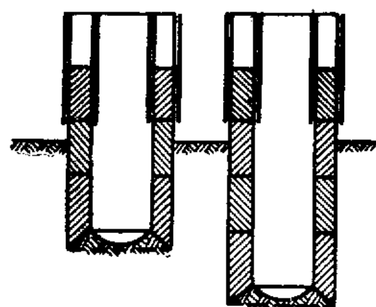


Fig. 16.7. Sisteme de lansare ale chesonului:
a — cheson pe insulă; *b* — cheson în batardou; *c* — cheson de eșafodaj instalat pe piloți; *d* — cheson pe eșafodaj instalat pe vase plutitoare.

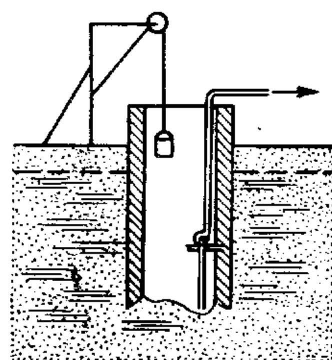

Fig 16.8. Construcţia chesonului.

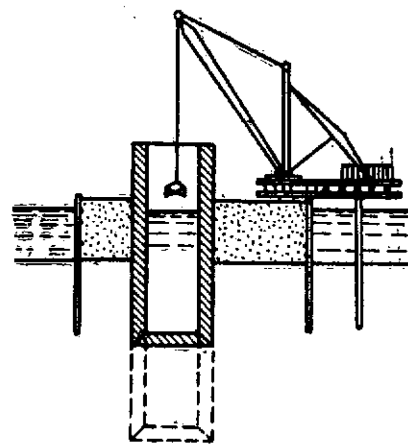
timpul lansării (împingerea pămîntului şi presiunea apei) şi armătură verticală, dimensională la întindere din ipoteza că ar rămîne chesonul suspendat.

Coborîrea chesonului deschis se face prin excavarea pămîntului din interiorul său, începînd de la cuţit. Săparea pămîntului din interiorul chesonului se poate face manual, mecanic sau hidromecanic. Cînd se lucrează manual, schema de lucru este cea din figura 16.9, pompa avînd rolul de a menţine uscat frontul de săpătură. Dacă chesonul se înclină, readucerea sa în poziţie verticală se face săpîndu-se sub cuţit în partea opusă înclinării. Dacă se întîmpină greutăţi la coborîre din cauza frecării laterale, nu se recomandă a se săpa mult sub cuţit, aceasta ducînd la prăbuşire. Se recomandă supraîncărcarea chesonului prin executarea tronsonului următor, injecţii cu apă sau umplerea spaţiului dintre peretele săpăturii şi cheson cu material tixotrop (noroi bentonitic) care duce la scăderea coeficientului de frecare dintre cheson şi teren.

Cînd volumul de săpătură este mare se recomandă săpătura cu mijloace mecanice sau hidromecanice. În figura 16.10 este reprezentată schematic săparea în cheson deschis cu greiferul.

Săparea hidromecanică a pămîntului din cheson este cea mai avantajoasă. În interiorul chesonului se pompează apă, care înmoaie pămîntul; noroiul astfel creat pe fundul chesonului este ridicat la suprafaţa pămîntului prin acţiunea unui airlift (fig. 16.11).

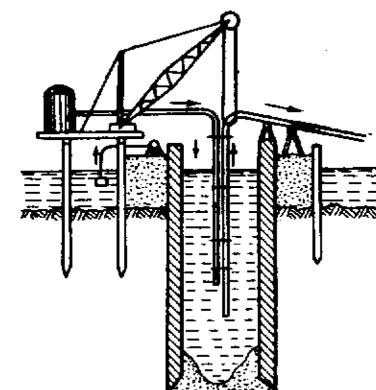

Fig. 16.9. Săpături cu epuismente în cheson.


Fig. 16.10. Săpare mecanizată în cheson.

În tot timpul evacuării pămîntului, apa din cheson se menţine la nivelul apei din exterior, pentru a evita fenomene de afuiere a fundului săpăturii.

În cazul cînd forţele de frecare pe pereţii laterali devin foarte mari şi mijloacele obişnuite nu ajută pentru învingerea acestor forţe, chesonul deschis se transformă într-un cheson cu aer comprimat. Aceeaşi soluţie se aplică şi în cazul cînd nu se poate corecta înclinarea chesonului.

După ce s-a ajuns la cota din proiect, chesonul se umple cu beton simplu.


Fig. 16.11. Săpare hidromecanică în cheson.

16.2. CHESOANE CU AER COMPRIMAT

16.2.1. NOŢIUNI GENERALE

Dacă terenul bun de fundaţie se găseşte la adîncime mare faţă de nivelul apei subterane, sau dacă pămîntul prin care trece chesonul este foarte permeabil, apa nu se va putea evacua prin pompare din incinta chesonului. De aceea, s-a imaginat o altă metodă, la care apa în loc să fie evacuată prin pompare din cheson este împinsă afară prin realizarea în interiorul chesonului a unei presiuni de aer ceva mai mare decît presiunea apei la adîncimea respectivă. Acest lucru se realizează prin executarea unui planşeu din beton armat la o înălţime de 2,00—2,20 m şi prin introducerea aerului comprimat în camera astfel creată, dînd posibilitate executării săpăturii în uscat. Execuţia săpăturii în acest fel permite îndepărtarea obstacolelor de sub cuţit şi dă posibilitatea controlării şi analizării terenului de fundaţie.

Adîncimea maximă la care s-a ajuns prin procedeul aerului comprimat a fost de cca 35 m sub nivelul apei, corespunzînd unei presiuni de 3,5 at. Presiunea se limitează în jurul acestei valori, deoarece organismul omenesc nu suportă lucrul la presiuni mai mari.

După ce s-a ajuns la cota din proiect, camera de lucru şi restul chesonului se umple cu beton.

Chesonul cu aer comprimat oferă posibilitatea construirii fundaţiilor de mare adîncime în orice teren şi în prezenţa oricăror obstacole, permite să se analizeze terenul de fundaţie şi asigură posibilitatea nivelării cu

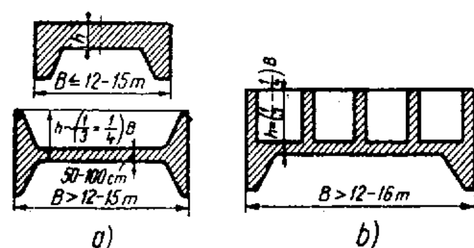


Fig. 16.12. Diferite tipuri de cheson :
a — cheson masiv; b — cheson cu goluri.

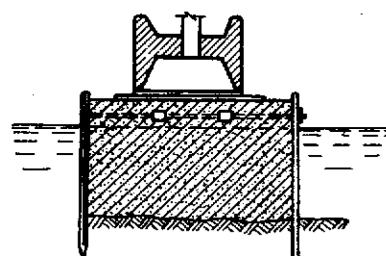


Fig. 16.13. Lansarea chesonului de pe insulă.

grijă și prelucrării suprafeței pămîntului pe care urmează să se așeze fundația.

Ca dezavantaje ale chesonului cu aer comprimat se numără costul ridicat, datorat cheltuielilor suplimentare provocate de construcția și exploatarea instalației de aer comprimat, volumul mare de construcții masive necesare coborîrii și eventual inutil față de sarcina pentru care este destinată fundația, precum și influența nefavorabilă a aerului comprimat asupra organismului omenesc.

După materialul din care este realizată camera chesonului se disting :

— chesoane din beton armat ;

— chesoane metalice.

În funcție de soluția constructivă se deosebesc :

— chesoane masive (fig. 16.12, *a*) ;

— chesoane cu goluri în tavan (fig. 16.12, *b*).

După metoda de execuție și coborîre se deosebesc :

— chesoane coborîte de pe suprafața terenului — pe mal sau pe o insulă artificială — (fig. 16.13) ;

— chesoane plutitoare, lansate la apă în stare de plutire sau de pe schele plutitoare (fig. 16.14).

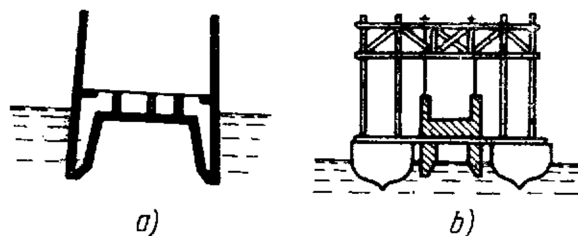


Fig. 16.14. Lansarea chesoanelor plutitoare :
a — lansarea prin plutire; b — lansarea de pe schelă plutitoare.

16.2.2. ALCĂTUIREA CONSTRUCTIVĂ

Forma în plan a chesonului corespunde cu forma construcției la care servește drept fundație.

Chesonul cu aer comprimat se compune din următoarele elemente :

— camera de lucru (chesonul propriu-zis) este încăperea în care se execută excavația ;

— zidăria de deasupra camerei de lucru ;

— cămășuiala zidăriei, care în unele cazuri este o izolație hidrofugă, iar în alte cazuri o protecție a zidăriei proaspete pentru a nu fi degradată de forțele de frecare din timpul coborîrii ;

— tubul de legătură dintre camera de lucru și campană ;

— campana este partea amplasată deasupra terenului care cuprinde instalația de ecluzare, permițînd trecerea de la presiunea atmosferică normală din exterior la presiunea din interiorul camerei de lucru și invers ;

— stația de compresoare și conductele, care alimentează instalația cu aer comprimat.

În figura 16.15 este reprezentat un cheson cu aer comprimat. Chesoanele pot fi executate din beton armat sau din metal.

Cele metalice sînt utilizate rar, din cauza consumului mare de oțel (cca 200 daN/m^2) însă sînt recuperabile.

Camera de lucru este spațiul în care se menține tot timpul o presiune a aerului comprimat cel puțin egală cu presiunea hidrostatică a apei dinafara chesonului, pentru ca să se poată executa săpătura în uscat.

Zidăria de deasupra chesonului se face pentru a mări greutatea chesonului asigurînd avansarea lui în pămînt și pentru a sprijini malurile săpăturii rămase în urma chesonului.

Cămășuiala servește pentru executarea zidăriei în uscat (tot timpul găsindu-se deasupra nivelului apelor cu minim 0,50 m) și pentru sprijinirea malurilor săpăturii înaintea executării zidăriei.

Tubul de legătură este metalic, cu diametrul interior de minim 0,7 m, însă în mod frecvent de 1,0 m, alcătuit din tronsoane de 1,5—3,0 m ; montarea lor se face la partea superioară pe măsura coborîrii chesonului.

Sasul, campana sau ecluza (fig. 16.16) este partea chesonului care servește pentru tranzitul de persoane și de material.

Introducerea lucrătorilor se face în modul următor : presupunînd că în compartimentul *B* al campanei aerul se găsește la presiunea necesară pentru a menține

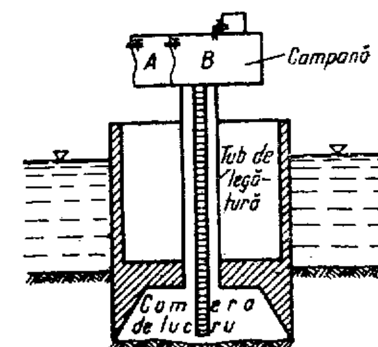


Fig. 16.15. Cheson cu aer comprimat.

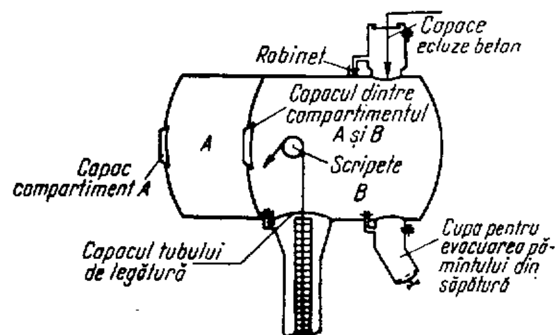


Fig. 16.16. Campana.

în cheson nivelul apei la înălţimea cuţitelor, capacul şi robinetul dintre compartimentul *A* şi *B* se închid şi se deschide robinetul dintre camera *A* şi exterior. După ce presiunea s-a egalat se deschide capacul compartimentului *A* prin care intră muncitorii.

Se închide apoi capacul şi robinetul compartimentului *A*, se deschide robinetul dintre compartimentul *A* şi *B*, se egalează treptat presiunea din *A* cu cea din *B*, fiind posibilă deschiderea capacului dintre cele două compartimente.

Lucărtorii intră în compartimentul *B*, iar prin capacul tubului de legătură şi scara de acces intră în camera de lucru.

Ieşirea lucrătorilor din camera de lucru se face egalînd presiunea dintre compartimentul *B* şi *A*. Se deschide capacul dintre cele două compartimente şi lucrătorii trec în compartimentul *A* unde presiunea scade treptat pînă ajunge la valoarea presiunii atmosferice.

Pămîntul săpat se evacuează prin pipa care face legătura dintre compartimentul *B* şi exterior. Pipa este prevăzută cu două capace legate printr-un dispozitiv care nu permite deschiderea lor simultană.

Betonul se introduce printr-o ecluză situată la partea superioară a campanei. Introducerea betonului se face după principiul descris la ecluzarea persoanelor.

16.2.3. EXECUTAREA LUCRĂRILOR DE CHESOANE CU AER COMPRIMAT

Execuţia unei fundaţii pe cheson cu aer comprimat cuprinde următoarele etape :

— confecţionarea chesonului ;
— lansarea chesonului, adică aşezarea chesonului pe fundul apei ;
— coborîrea chesonului la cota de proiect ;
— betonarea în interiorul chesonului.

Confecţionarea chesonului cu aer comprimat este asemănătoare cu confecţionarea chesonului deschis.

Lansarea chesonului se poate face de pe insulă, de pe schelă sau prin plutire. Lansarea chesonului de pe insulă artificială se aplică în cazul cînd adîncimea apei este mică. Dimensiunile insulei sînt dictate de cele ale chesonului, lăsîndu-se bineînţeles un spaţiu de circulaţie.

Lansarea chesonului de pe schelă (fig. 16.17) se foloseşte cînd adîncimea apei nu permite construirea unei insule. În acest scop se construieşte o schelă pe piloţi pe care se montează o platformă unde se toarnă chesonul. În betonul pereţilor se prevăd de la turnare o serie de mustăţi verticale care servesc la suspendarea lui pe schelă. După decofrare chesonul este atîrnat de aceste mustăţi iar coborîrea se realizează cu ajutorul unor dispozitive speciale.

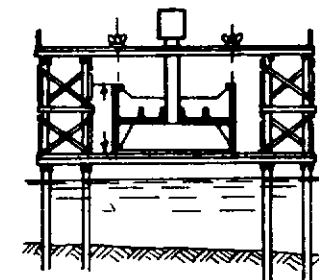


Fig. 16.17. Lansarea chesonului de pe schelă.

Chesonul se menţine suspendat pînă cînd coborîrea în pămînt ajunge la 1,50 m, asigurîndu-se în acest fel încastrarea şi ghidarea sa. Lansarea de pe schelă are avantajul că asigură chesonului o ghidare verticală însă are dezavantajul că necesită dispozitive de suspendare şi lansare care ridică costul lucrărilor.

Coborîrea chesonului se realizează prin săparea pămîntului în camera de lucru, întîi de-a lungul pereţilor pe o adîncime de o cazma cînd pămîntul este rezistent ; la pămînturi moi, săpătura nu se duce pînă la cuţit.

Coborîrea chesonului este o operaţie grea, putînd surveni o mulţime de neajunsuri, dintre care principalele sînt înţepenirea chesonului din cauza frecării laterale şi devierea lui de la verticală. Primul inconvenient se înlătură, cel mai uşor, prin realizarea şocului de aer. În acest scop muncitorii sînt evacuaţi şi apoi se scade brusc presiunea aerului, micşorîndu-se în acest fel rezistenţa la înaintare. Cînd chesonul s-a mişcat, se ridică din nou presiunea în camera de lucru şi se reîncepe săparea.

Executarea săpăturii în cheson se poate face manual sau hidromecanic. Săparea hidromecanică se pretează la pămînturile puţin coezive. Cu ajutorul hidromonitoarelor pămîntul este dislocat şi dus de curentul de apă prin şanţuri longitudinale la un puţ aşezat cu 30—50 cm sub nivelul cuţitului, din care se face evacuarea cu un hidroelevator.

Săparea şi transportul hidromecanizat asigură reducerea forţelor de muncă, fiind necesari muncitori numai pentru reglarea şi manevrarea hidromonitoarelor şi viteză de coborîre mare (2—4 m/zi).

Paralel cu înaintarea chesonului se execută şi zidăria. Tronsoanele de zidărie trebuie să aibe o înălţime suficient de mare, pentru ca întreruperile lucrului în cheson în vederea aplicării şocului de aer să fie cît mai rare.

După ce chesonul a ajuns la cota definitivă se procedează la betonarea interiorului camerei de lucru sub aer comprimat. Această operaţie trebuie făcută cu grijă pentru a nu rămîne gol între beton şi tavanul camerei de lucru.

O metodă practică şi cu productivitate înaltă de betonare a interiorului chesonului este transportul betonului cu pompe, deoarece se evită ecluzarea şi dezecluzarea fiecărui transport de beton.

16.2.4. PROTECŢIA MUNCII ÎN CHESON

Condiţiile de lucru în cheson sînt cu atît mai grele cu cît presiunea aerului este mai mare. La presiuni care depăşesc valoarea de 1 atm se impun condiţii speciale pentru alegerea oamenilor, pentru fixarea timpilor de lucru, de ecluzare şi dezecluzare. Nerespectarea lor poate duce la accidente grave şi chiar mortale. Organismul suportă cel mai greu trecerea de la o presiune ridicată înapoi la presiunea atmosferică. Dacă nu se respectă timpii de dezecluzare, personalul care iese din cheson prezintă simptome grave, dureri mari la încheieturi şi paralizii parţiale. În aceste cazuri bolnavul trebuie introdus imediat într-un spaţiu închis cu presiune ridicată, de unde este din nou dezecluzat într-un ritm mai lent. Pe toate şantierele unde se execută lucrări cu aer comprimat trebuie să existe aşa numite ecluze de bolnavi care să fie în stare de funcţiune în orice moment.

În tabela 16.1. se dau timpii de ecluzare şi dezecluzare precum şi numărul de ore de lucru în cheson în funcţie de presiunea aerului.

Tabela 16.1

Timpul de ecluzare şi regimul de muncă în cheson.

Presiunea aerului, atm	Timpi			Numărul de schimburi în decurs de 24 ore	Durata minimă a intervalului între două schimburi, în ore
	Ecluzare, min	Dezecluzare, min	Numărul de ore lucrat în cheson în decurs de 24 ore		
1	5	5	7	2	4
2	8	30	6	2	6
3	10	40	5	2	8
3,5	11	50	4	2	—
4	12	60	2	1	—

Aerul comprimat este furnizat de o uzină aşezată la o anumită distanţă. Uzina trebuie să fie prevăzută cu instalaţii de rezervă, în cazul cînd o parte din maşini s-ar defecta, precum şi rezervoare de aer comprimat care să poată intra în acţiune în momentul unei defecţiuni mai grave.

Întreaga reţea de aer comprimat trebuie să fie controlată permanent, deoarece o scăpare de aer poate cauza accidentarea mortală a întregului personal din cheson. În momentul în care scade presiunea aerului apa pătrunde cu putere în cheson şi poate îneca muncitorii.

De multe ori se poate întîmpla să fugă pămîntul de sub cuţit dînd posibilitatea aerului să iasă din cheson. Locurile prin care iese aerul trebuie astupate imediat pentru a nu produce o scădere bruscă a presiunii.

Scăderea presiunii se manifestă prin formarea de ceaţă care atunci cînd este observată trebuie să fie urmată imediat de părăsirea camerei de lucru.

16.3. FUNDAŢII PE COLOANE

Pe măsura extinderii aplicării vibraţiilor la lucrări de fundaţii şi îndeosebi la înfigerea piloţilor s-a trecut la procedeul de fundare pe coloane, introduse în teren prin vibrare.

Coloanele sînt elemente de fundaţie de mare adîncime utilizate la realizarea infrastructurii podurilor etc. O fundaţie pe coloane se caracterizează prin următoarele particularităţi :

— utilizarea ca element constructiv principal a unor tuburi din beton armat cu pereţi subţiri, confecţionate din tronsoane independente de dimensiuni convenabile pentru transport şi manipulare, prevăzute cu flanşe pentru îmbinarea lor pe măsura introducerii în pămînt ;

— utilizarea metodei vibrării pentru introducerea coloanelor în terenuri nestîncoase ;

— utilizarea forajului pentru încastrarea coloanelor în terenuri stîncoase ;

— un grad ridicat de utilizare a proprietăţilor mecanice ale materialului din fundaţie ;

— posibilitatea efectuării tuturor lucrărilor de la suprafaţă.

După specificul conlucrării cu pămîntul, după tehnologia de execuţie şi utilaje folosite, fundaţiile pe coloane se împart în trei categorii :

— fundaţii pe piloţi-coloane alcătuite din piloţi prefabricaţi centrifugaţi cu diametre de 0,4 ; 0,6 ; 1,00 m şi grosimi ale pereţilor lor de 10 respectiv 12 cm, asamblaţi din tronsoane de 8—10 m lungime ;

— fundaţii pe coloane propriu-zise alcătuite din coloane cu diametrul de 1,6 ; 2,0 ; 2,5 m şi grosimea pereţilor 12 cm, asamblate din tronsoane de 6—10 m ; la fundaţiile încastrate în stîncă se utilizează întotdeauna coloane din această categorie ;

— fundaţii pe puţuri — coloane alcătuite din coloane cu diametre de 3,0 ; 4,0 ; 5,0 m şi pereţi de 14 cm grosime, asamblate din tronsoane de 6—8 m.

Problema de bază la coloane este stabilirea capacităţii portante. Aprecierea capacităţii portante a coloanelor introduse prin vibrare se face, în general, pe baza unor rezultate experimentale.

La baza fenomentului de introducere a coloanelor prin vibrare stă reducerea forţelor de frecare între pămînt şi coloană, ceea ce permite scufundarea. Pentru reducerea acestei frecări, în cazul pămînturilor mai rezistente se foloseşte, uneori, evacuarea pămîntului din interiorul coloanei, precum şi spălarea pe periferie cu jet de apă.

Introducerea coloanelor cu diametrul pînă la 1,6 m se face atît în poziţie verticală, cît şi înclinată pînă la o pantă de 6 : 1 ; coloanele cu diametrul mai mare de 1,6 m se înfig numai vertical.

Tehnologia lucrărilor de introducere prin vibrare cuprinde următoarele operaţii :

— confecţionarea ghidajelor pentru menţinerea în poziţie cerută de proiect şi instalarea acestora ;

— aşezarea coloanelor în poziţia de lucru ;

— fixarea vibratorului la partea superioară a coloanei ;

— înfigerea coloanei la cota proiectată sau pe toată lungimea tronsonului respectiv ;

— demontarea vibratorului, montarea tronsonului următor (dacă este cazul) remontarea vibratorului şi reluarea înfigerii.

Ori de cîte ori înfigerea se îngreunează, mai ales la coloane de diametru mare, se scoate pămîntul din coloană.

Utilajele folosite la înfigerea coloanelor sînt următoarele :

— vibratorul, care se alege în funcţie de dimensiunile coloanei şi de natura pămîntului ; forţa perturbatoare a vibratorului în general trebuie să depăşească de 1,5—2,0 ori greutatea maximă a ansamblului coloană-vibrator. Pentru pămînturile nisipoase se indică vibratoarele cu turaţia excentricilor mai ridicată, iar pentru argile — cele cu turaţia mai scăzută dar cu momentul excentricilor mai mare ;

— pompe de apă de presiune mare, pentru alimentarea cu apă în cazul cînd în coloană se lucrează cu airlift ;

— compresor de aer ;

— instalaţie de ghidare sub formă de lumînări sau carcase cu dispozitive special amenajate ;

— utilaje de evacuare a pămîntului din coloană (greifăre, elevator hidraulic sau lingură hidraulică) ;

— macarale de manevră a vibratorului şi coloanelor.

Introducerea coloanelor în pămînt prin vibrare s-a dovedit a fi o metodă de înaltă productivitate care permite :

— introducerea coloanelor a căror greutate depăşeşte de zeci de ori greutatea vibratorului ;

— asigurarea integrităţii coloanelor din beton armat în timpul înfigerii ;

— realizarea unor fundaţii raţionale cu folosirea la maximum a proprietăţilor fizico-mecanice ale betonului şi terenului de fundaţie ;

— introducerea în pămînt a coloanelor cu diametru mare pînă la adîncimi care pot ajunge pînă la 40 m.

În cazul în care se impune introducerea la o adîncime ce depăşeşte 40 m, se folosesc coloanele telescopice, al căror diametru se micşorează pe măsura creşterii adîncimii.

17. CONSOLIDAREA ŞI RECONSTRUCŢIA FUNDAŢIILOR

Necesitatea consolidării sau reconstruirii fundaţiilor apare din cauza rezistenţei insuficiente a materialului din care este executată fundaţia, în urma unor lucrări executate necorespunzător, ca urmare a tasărilor diferenţiate care provoacă fisuri, precum şi în cazul creşterii sarcinilor transmise de construcţie. Rostuirea necorespunzătoare, îngheţul, defectele de betonare reduc rezistenţa materialului din care este alcătuită fundaţia. Distrugerea este accentuată în cazul apelor agresive şi, de asemenea, de ciclurile de îngheţ-dezgheţ, într-un mediu umed.

Apa poate pătrunde în fundaţie prin umpluturi executate defectuos pe perimetrul clădirii, prin scăpări de apă din conducta de alimentare cu apă şi canalizare, din drenuri necorespunzătoare sau din lipsa acestora. Umezirea se accentuează la izolaţii hidrofuge de proastă calitate sau deteriorate.

Pentru alegerea metodei de consolidare a fundaţiei trebuie să se execute cercetări privind construcţia existentă. Cînd construcţia este avariată trebuie să se determine cauzele avariei şi metodele cele mai raţionale de îndepărtarea ei.

În cazul existenţei unor fisuri, acestea trebuie ţinute sub observaţie pentru a vedea dacă deformaţiile continuă ori s-au amortizat. Se pun reperi de ipsos perpendiculari pe fisuri şi dacă crapă înseamnă că deformaţia continuă.

Cercetarea fundaţiilor clădirii se face cu ajutorul unor şanţuri a căror poziţie şi mărime depind de configuraţia obiectului în plan, de condiţiile locale ale pămîntului şi de scopul cercetării. Adîncimea lor este cu 0,5 m sub adîncimea la care se află talpa fundaţiei.

Dacă clădirea este avariată se execută şanţuri în zona avariată şi şanţuri de comparaţie în zona neavariată. În figura 17.1 este reprezentat modul în care se execută un şanţ.

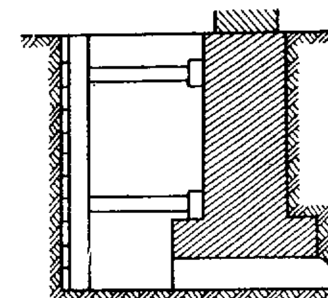


Fig. 17.1. Dezvelire de fundaţie.

Lovind fundaţia dezvelită cu un ciocan, fundaţia rezistentă dă un sunet curat de ton înalt, iar găurirea cu un burghiu arată rezistenţa materialului. Rezultate mai precise se obţin încercînd în laborator probe luate din fundaţie.

După încheierea cercetărilor, şanţurile trebuie umplute cu grije, compactate şi supra-

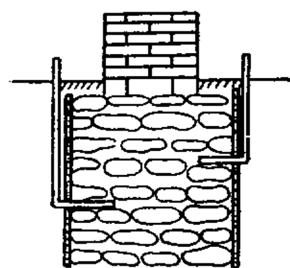


Fig. 17.2. Consolidare prin injectare cu mortar.

faţa nivelată. În timpul săpăturii se vor lua măsuri ca apa să nu intre în şanţ.

În urma rezultatelor obţinute pe baza cercetărilor efectuate, se studiază mai multe variante pentru consolidarea fundaţiei, adoptîndu-se soluţia cea mai bună din punct de vedere tehnico-economic.

La fundaţii executate din zidărie de piatră consolidarea se face prin închiderea golurilor prin cimentare. În acest scop, se fac şanţuri lîngă fundaţie, se forează găuri în fundaţie, în care se introduc tuburi îndoite (fig. 17.2), cu diametrul de 25 mm. Pe suprafaţa zidăriei se închide golul în care s-a introdus tubul cu mortar de ciment. Se umplu şanţurile cu pămînt bine îndesat şi succesiv se introduce în fiecare tub mortar de ciment sub presiune.

O metodă de consolidare des folosită este executarea de piloţi care să preia sarcina construcţiei şi să transmită la un pămînt bun de fundaţie. Piloţii se pun în ambele părţi ale fundaţiei (fig. 17.3). Piloţii se execută foraţi pentru a evita vibraţiile ce se produc la piloţii bătuţi şi care ar duce la degradări şi mărirea tasării. Lungimea piloţilor se determină în funcţie de cota la care se găseşte terenul rezistent; dacă el se găseşte la adîncime mare se pot folosi şi piloţi flotanţi.

Numărul piloţilor se determină prin calcul, aşezîndu-se în rînduri paralele de ambele părţi ale fundaţiei. Sarcinile fundaţiei vechi se transmit piloţilor prin traverse metalice aşezate transversal şi încastrate în fundaţie. Traversele reazemă direct pe piloţi sau pe o grindă de beton armat ce leagă capetele superioare ale piloţilor şi care serveşte şi la uniformizarea tasărilor.

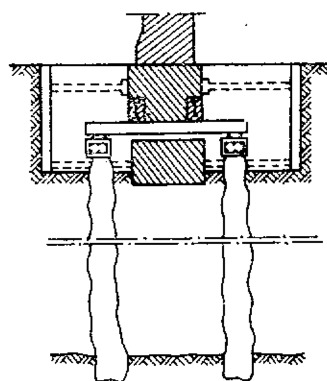


Fig. 17.3. Consolidare cu ajutorul piloţilor.

Dacă distanţa dintre grinzile transversale este mare şi rezistenţa materialului din fundaţie nu este suficientă se vor pune grinzi marginale aşezate în şanţuri longitudinale făcute în fundaţie. Pentru a evita tasări mari după transmiterea sarcinilor la piloţi, aceştia se comprimă anticipat cu prese hidraulice. Presele se pun pe capul piloţilor sau pe grinzi şi se reazemă în grinzile transversale.

Cînd tasarea prin precomprimare s-a amortizat, se împănează cu pene din oţel spaţiul între grinda transversală şi pilot şi pe urmă se scot presele.

La stîlpi, piloţii se introduc în grup, transmiterea sarcinii realizîndu-se cu perechi de grinzi între care este strîns stîlpul sau fundaţia veche. În cazul cînd fundaţia stîlpului s-a descărcat pe piloţi, numărul acestora se poate mări (fig. 17.4). Pe o porţiune în jurul stîlpilor se execută o cămăşuială din beton armat care formează talpa de legătură cu piloţii executaţi ulterior.

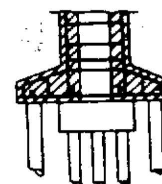


Fig. 17.4. Consolidarea unei fundaţii izolate pe piloţi.

Fundaţiile pot fi, de asemenea, consolidate prin mărirea tălpii. Necesitatea lărgirii fundaţiei apare în urma creşterii sarcinii din construcţie (creşterea sarcinilor utile, supraetajare).

Se disting două metode de mărire a suprafeţei tălpii fundaţiei :

— prin construirea unor elemente secundare noi, lateral fundaţiilor, fără adîncirea tălpii ;

— prin subzidire, introducîndu-se o placă de beton armat sub talpa fundaţiei, existente, cu o uşoară adîncire a acesteia.

Mărind lăţimea fundaţiei (fig. 17.5) scade presiunea sub talpă, însă dezavantajul metodei constă în faptul că modulul de compresibilitate sub fundaţia veche deja consolidată este mai mare ca cel de sub părţile executate ulterior. Calităţile pămîntului de sub părţile laterale se pot îmbunătăţi prin batere (nu dă rezultate prea bune) sau prin precomprimarea executată cu ajutorul unor prese hidraulice. În acest caz zidăria nu se execută pînă sub grinzile transversale, ci se lasă un loc pentru prese cu care se face precomprimarea pe sectoare pe ambele părţi ale fundaţiei în acelaşi timp.

La lăţirea fundaţiei prin introducerea unei plăci din beton armat lucrările se execută pe sectoare de 1—2 m lungime. Pămîntul de sub

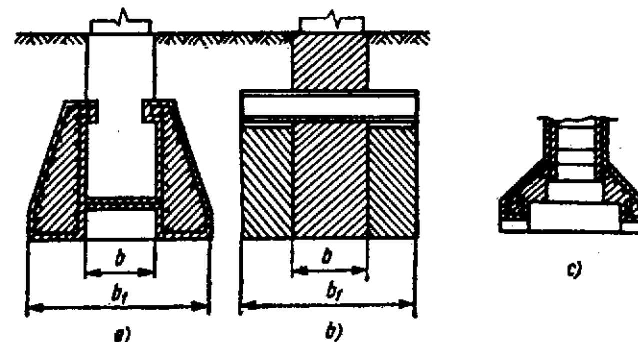


Fig. 17.5. Diferite metode de consolidare prin mărirea suprafeţei fundaţiei :

a — evazare laterală prin cioplirea fundaţiei; *b* — evazare laterală şi legare prin străpungerea celei vechi; *c* — îmbrăcarea fundaţiei vechi (căptuşire).

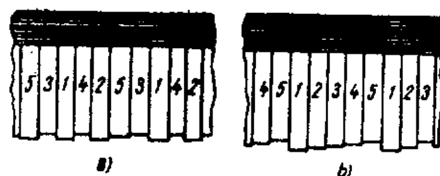


Fig. 17.6. Subzidirea pe sectoare: a, b — ordinea subzidirilor pe fîşii.

fundaţie se îndepărtează şi se execută placa pe loc sau se introduce o placă prefabricată. După ce se comprimă pămîntul cu prese hidraulice, se pun pene metalice, se scoate presa şi spaţiul se umple cu beton vîrtos.

Metoda subzidirii fundaţiilor se bazează pe crearea unor fundaţii noi mai adînci. Ea se aplică aproape întotdeauna cînd se excavează pămîntul de sub talpa fundaţiilor existente, şi în cazul cînd trebuie să se oprească deformaţiile inadmisibile ale construcţiilor.

Subzidirea fundaţiilor fără adîncirea tălpii se foloseşte în cazul cînd devine necesară înlocuirea fundaţiilor necorespunzătoare. Pentru realizarea subzidirilor este necesar să se îndepărteze pămîntul de sub talpa fundaţiei, ceea ce duce la scăderea capacităţii portante a fundaţiei şi la deformaţii nedorite.

Securitatea clădirii în acest caz se asigură în timpul lucrărilor prin consolidare şi proptiri.

La fundaţii continue sau izolate de dimensiuni mari care au rezistenţă suficientă se poate renunţa la consolidări. Subzidirea în acest caz se execută pe sectoare într-o succesiune anumită.

Succesiunea se alege în aşa fel încît să rezulte o slăbire minimă a fundaţiei în timpul executării lucrărilor. Schema din figura 17.6, *b* dă procentul minim de afînare sub fundaţia existentă în comparaţie cu schema *a* din aceeaşi figură.

Dacă sub fundaţie nu se întîlneşte un pămînt stîncos, atunci talpa fiecărei fundaţii noi, vecină cu una executată anterior, se aşază puţin mai sus pentru a evita afînarea pămîntului de sub fundaţia deja executată. La nisipuri această distanţă se ia de 10 cm.

La supraetajări, ca măsură pentru micşorarea deformaţiilor, se recomandă centurile de beton armat în pereţii ultimului nivel al clădirii vechi.

La alegerea metodelor de consolidare se vor prefera metodele care nu produc afînarea pămîntului de fundaţie. Se recomandă cimentare, silicatizare, lăţirea fără adîncire, piloţi laterali.

Subzidirea se va adopta numai atunci cînd alte metode nu pot fi aplicate.

BIBLIOGRAFIE

1. Andrei, S. şi Giurcăneanu, D., *Construcţii de clădiri. Elemente de Geotehnică şi Fundaţii.* Editura tehnică, Bucureşti, 1956.
2. Biziuchin, D. ş.a., *Tehnologia Construcţiilor* (traducere din limba rusă). Editura M.C.I.M.C., Bucureşti 1963.
3. Botea, E., *Geotehnică şi Fundaţii.* Litografia Institutului de căi ferate, Bucureşti, 1969.
4. Cernătescu, A. şi Dima, Gh., *Curs de Fundaţii,* vol. III. Litografia învăţămîntului, Iaşi, 1958.
5. Cernătescu, A. şi Silion, T., *Curs de Geotehnică,* partea I. Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1963.
6. Gradin, V., *Stabilitatea terasamentelor de cale ferată.* Editura transporturilor şi comunicaţiilor, Bucureşti, 1964.
7. Lehr, H., *Fundaţii,* vol. II. Editura tehnică, Bucureşti, 1957.
8. Lupei, N., *Curs de geologie tehnică.* Timişoara, 1967.
9. Maior, T., *Mecanica pămînturilor,* vol. II. Litografia Institutului Politehnic, Timişoara, 1959.
10. Maior, N. şi Păunescu, M., *Geotehnică şi Fundaţii.* Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1967.
11. Mătăsaru, Tr., Kraus, I., Dorobanţu, St., *Drumuri.* Editura tehnică, Bucureşti, 1966.
12. Mîrşu, O., *Structuri de beton armat.* Timişoara, 1966.
13. Păunescu, M., *Folosirea vibraţiilor la executarea unor lucrări de fundaţii.* Editura tehnică, Bucureşti, 1966.
14. Păunescu, M., Izdrăilă, V., ş.a., *Îndreptar pentru lucrări de geotehnică.* Timişoara, 1966.
15. Păunescu, M. şi Izdrăilă, V., *Tabele de calcul. Împingerea pămîntului.* Timişoara, 1969.
16. Păunescu, M., Izdrăilă, V., ş.a. *Geotehnică şi Fundaţii — Exemple de calcul.* Timişoara, 1970.
17. Plagemann, W. şi Langner, I., *Executarea fundaţiilor construcţiilor civile şi inginereşti.* I.D.T., Bucureşti, 1960.
18. Pop, S., Tologea, S., Puicea, I., *Îndrumătorul constructorului.* Editura tehnică, Bucureşti, 1966.
19. Preda, I., *Geologie inginerească.* Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1965.
20. Silion, T., Ciubotaru, V., Apostolescu, R., *Geotehnică şi fundaţii.* Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1967.
21. Stănculescu, I., *Curs de geotehnică şi fundaţii,* Partea I. Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1961.
22. * * * *Colecţia de normative privind terasamente, sprijiniri, epuismente, fundaţii,* C.S.C.A.S, 1965.
23. * * * *Manualul inginerului constructor,* vol. I. Editura tehnică, Bucureşti, 1950.
24. * * * *Manualul inginerului constructor,* vol. II. Editura tehnică, Bucureşti, 1952.
25. Păunescu, M., *Determinarea umidităţii la pămînturile nisipoase prin metoda inundării.* În: „Hidrotehnică, gospodărirea apelor, meteorologia," nr. 11, 1969, p. 590.